



Rodolfo Pereira Basílio Trigos Rebelo

Licenciado em Ciências de Engenharia Civil

Estudo do comportamento estrutural de barragens arco-gravidade afetadas por expansões do betão. Aplicação à barragem da Bemposta

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil

Orientador: Ivo Dias, Investigador Auxiliar, Laboratório Nacional de Engenharia Civil

Co-orientador: António Lopes Batista, Professor Associado Convidado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Investigador Principal, Laboratório Nacional de Engenharia Civil

Júri:

Presidente: Professor Doutor Rodrigo M. Gonçalves

Arguente: Professor Doutor Corneliu Cismasiu

Vogal: Doutor Ivo F. Dias

Dezembro, 2020



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

[Estudo do comportamento estrutural de barragens arco-gravidade afetadas por expansões do betão. Aplicação à barragem da Bemposta]

Copyright © Rodolfo Pereira Basílio Trigo Rebelo, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

*À Teresa, à minha irmã
e aos meus pais*

Agradecimentos

A realização desta dissertação apenas foi possível graças ao acolhimento por parte do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), destacando-se as condições proporcionadas no Departamento de Barragens de Betão (DBB) e o apoio dos seus investigadores aos alunos que pretendem realizar as suas dissertações.

O meu primeiro agradecimento é para o Professor António Lopes Batista, pela oportunidade proporcionada, por acreditar nas minhas capacidades para realizar este trabalho e por me suscitar o interesse pela engenharia de barragens, mas também pelo rigor que exigiu em cada etapa deste trabalho.

Ao Investigador Ivo Dias, meu orientador, por todo o apoio, paciência, vontade de transmitir ensinamentos, conselhos, profissionalismo e grande disponibilidade ao longo de meses, mas também pela responsabilidade e exigência que me incutiu. Não serei capaz de retribuir tudo o que recebi. Certamente que se iniciou uma grande amizade.

A ambos, o meu maior sentimento de gratidão.

Agradeço também à EDP a autorização concedida para a utilização dos elementos sobre a barragem da Bemposta nesta dissertação.

Naturalmente, este desafio também não seria possível sem o apoio de todas as pessoas que me rodeiam e que tenho o privilégio de chamar amigos, que sempre estiveram comigo mesmo quando eu estava ausente. A todos os meus colegas de curso, que me acompanharam ao longo destes anos, certamente que a Engenharia Civil em Portugal estará bem entregue. Aos meus amigos, em especial ao João, ao Pedro, ao Yuri e ao Ricardo, por toda a paciência que demonstraram comigo ao longo da minha vida e por me acompanharem nas alegrias e nas alturas de aflição. Sou um privilegiado por vos ter.

À Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa e a todos os docentes e não docentes do Departamento de Engenharia Civil, o meu agradecimento por toda a disponibilidade e ensinamentos que me transmitiram e por partilhar estes anos de grande esforço e trabalho árduo, mas também de orgulho e satisfação. Terei sempre comigo a FCT/UNL, independentemente do meu percurso futuro.

Não poderia terminar estas notas sem expressar o meu maior agradecimento à minha família, especialmente à Teresa, à minha irmã e aos meus pais, a quem dedico este trabalho, mas também ao Henrique e à Natacha, que me acompanham nesta longa jornada. Por todos os esforços que fizeram para me proporcionarem fazer o que mais gosto, pelo amor incondicional e por fazerem de mim o que sou hoje. Nunca serei capaz de retribuir tudo o que me têm dado.

Resumo

As barragens estão associadas ao Homem há milhares de anos, tendo um papel importante no desenvolvimento das sociedades, não só ao nível económico, como também ambiental e social. No último século, por apresentarem elevados riscos potenciais, foram implementados nas grandes barragens sistemas de observação que permitem acompanhar a resposta destas estruturas e avaliar a sua segurança.

Nos últimos 50 anos têm-se verificado processos de deterioração progressiva em algumas barragens de betão, que se veio a constatar serem provocados por expansões no betão, devidas a reações de origem interna, principalmente reações álcalis-agregado e reações sulfáticas. As expansões são consequência das reações entre os minerais presentes nos agregados e os produtos existentes na pasta de cimento, que dão origem aos geles sílico-alcalinos ou à etringite retardada, que expandem ao absorverem água. Esta expansão provoca, em fases avançadas do processo, a fendilhação do betão e a degradação estrutural.

Em Portugal têm sido estudadas várias barragens, do tipo gravidade e do tipo abóbada, afetadas por esta patologia, mas o conhecimento do comportamento de barragens do tipo arco-gravidade é mais escasso. Foi esta a razão que motivou a realização desta dissertação, em que se usou, como caso de estudo, a barragem da Bemposta, uma estrutura do tipo arco-gravidade dotada de um grande vazamento no trecho inferior, cujo betão está afetado por reações expansivas moderadas, do tipo álcalis-sílica.

Para interpretação do comportamento observado da barragem, incluindo os efeitos das reações expansivas, foi elaborado um modelo estrutural que considerou a evolução das propriedades do betão, nomeadamente da fluência e da relaxação, e a evolução das principais ações, designadamente da pressão hidrostática, das variações de temperatura e das expansões. As variações de temperaturas no corpo da barragem foram calculadas com um modelo térmico, que teve em consideração as temperaturas do ar e da água nas superfícies exteriores da barragem e os efeitos da

radiação solar. Foi obtido um ajuste notável entre resultados da observação e da modelação estrutural, o que permitiu validar os modelos numéricos. Os resultados obtidos evidenciam que os efeitos das expansões são já dominantes no comportamento da obra, em termos dos deslocamentos horizontais e verticais e das tensões.

Com base nos modelos desenvolvidos, foi realizada uma previsão do comportamento futuro da obra, considerando duas estimativas de evolução futura das expansões, uma otimista, em que as expansões estabilizam a curto prazo, com valores finais moderados, e uma pessimista, com um potencial remanescente de expansão significativo. Os resultados obtidos nestes dois cenários poderão contribuir para a balizagem do comportamento da obra num horizonte temporal de 20 anos.

Palavras-chave: Barragem da Bemposta; Reações expansivas; Fluência e relaxação; Modelo numérico; Comportamento estrutural e térmico.

Abstract

Dams have been associated with humankind for thousands of years, playing an important role in the development of societies, not only at the economic level, but also at the environmental and human levels. Since they present high potential risks, in the last century observation systems have been implemented in large dams to monitor the response of these structures and to assess its safety conditions.

In the last 50 years, progressive deterioration processes have been detected in some dams, caused by concrete swelling mainly due to alkali-aggregate and sulphate reactions. The swelling occurs due to the reaction between the minerals of the aggregates and the chemical products from the cement, that give rise to silico-alkaline gels or delayed ettringite, that expand in the presence of water leading to the cracking of the dam's concrete.

In Portugal, several gravity and arch dams affected by this pathology have been studied, but the knowledge of the behavior of arch-gravity dams is much scarcer. In fact, this issue has motivated the preparation of this thesis, in which a the Bemposta Dam, an arch-gravity dam with a big gallery on the lower part, whose concrete is affected by moderate expansive alkali-silica reactions, is used as a study case.

To interpret the dam behavior and the effects of the expansive reactions, a structural model was prepared considering the evolution of the concrete properties, namely creep and relaxation, and the evolution of the main actions, namely the hydrostatic pressure, the temperature variations and the expansions. The temperature variations in the dam's body were computed using a thermal model, which considered the air and the water temperatures on the external surfaces of the dam and the effects of the solar radiation.

A remarkable adjustment was obtained between the structural model and the observed results, which allowed to validate the numerical models. The obtained results show that the swelling effects are already dominant on the dam behavior, both in terms of the horizontal and vertical displacements and in terms of the stress fields.

Based on the developed models and on two estimates for the expansion's evolution, an optimistic one, in which the expansions stabilize in the short term, and a pessimistic one, in which the remaining potential for expansion is still significant, two scenarios were established that enclose the behavior of the dam for the next 20 years.

Keywords: Bemposta dam; Concrete swelling; Creep and relaxation; Numerical model; Structural and thermal behavior.

Índice

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. AS BARRAGENS.....	1
1.1.1. <i>Enquadramento histórico das barragens.....</i>	<i>1</i>
1.1.2. <i>Tipos de barragens.....</i>	<i>3</i>
1.2. MOTIVAÇÃO E OBJETIVO DA DISSERTAÇÃO.....	7
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	8
2. REAÇÕES EXPANSIVAS EM ESTRUTURAS DE BETÃO.....	9
2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	9
2.2. TIPOS DE REAÇÕES EXPANSIVAS DO BETÃO.....	11
2.2.1. <i>Aspetos gerais.....</i>	<i>11</i>
2.2.2. <i>Reações sulfáticas internas.....</i>	<i>11</i>
2.2.3. <i>Reações álcalis-sílica.....</i>	<i>12</i>
2.2.4. <i>Reações álcalis-silicato.....</i>	<i>16</i>
2.2.5. <i>Reações álcalis-carbonato.....</i>	<i>16</i>
2.3. EFEITOS ESTRUTURAIS DAS REAÇÕES EXPANSIVAS EM BARRAGENS DE BETÃO.....	17
2.3.1. <i>Aspetos gerais.....</i>	<i>17</i>
2.3.2. <i>Fissuração map-cracking.....</i>	<i>18</i>
2.3.3. <i>Coloração do betão.....</i>	<i>19</i>
2.3.4. <i>Exsudações e eflorescências dos geles formados.....</i>	<i>19</i>
2.3.5. <i>Formação de crateras.....</i>	<i>19</i>
2.3.6. <i>Deslocamentos irreversíveis.....</i>	<i>20</i>
2.4. ESTUDO LABORATORIAL DOS BETÕES.....	20
2.4.1. <i>Aspetos gerais.....</i>	<i>20</i>
2.4.2. <i>Análise macroscópica do betão.....</i>	<i>21</i>

2.4.3.	<i>Análise petrográfica</i>	21
2.4.4.	<i>Caracterização das propriedades físicas e mecânicas</i>	21
2.4.5.	<i>Reatividade potencial dos agregados</i>	21
2.4.6.	<i>Expansibilidade remanescente do betão</i>	22
2.4.7.	<i>Determinação do teor em álcalis solúveis.....</i>	22
2.5.	MITIGAÇÃO E TÉCNICAS DE REABILITAÇÃO	22
2.5.1.	<i>Aspetos gerais.....</i>	22
2.5.2.	<i>Controlo da humidade por drenagem.....</i>	22
2.5.3.	<i>Revestimentos e membranas impermeabilizantes.....</i>	23
2.5.4.	<i>Secagem do betão.....</i>	24
2.5.5.	<i>Injeção de fendas.....</i>	24
2.5.6.	<i>Cortes estruturais</i>	24
2.5.7.	<i>Demolição de elementos.....</i>	24
3. MODELOS E MÉTODOS DE ANÁLISE DOS EFEITOS ESTRUTURAIS DAS REAÇÕES EXPANSIVAS DO BETÃO		27
3.1.	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	27
3.2.	MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....	28
3.2.1.	<i>Aspetos gerais.....</i>	28
3.2.2.	<i>Formulação genérica do método dos elementos finitos (MEF) na vertente estrutural</i>	28
3.3.	MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO VISCOELÁSTICO DO BETÃO	30
3.4.	ANÁLISE TÉRMICA DE BARRAGENS DE BETÃO	32
3.4.1.	<i>Aspetos gerais.....</i>	32
3.4.2.	<i>Transferência de calor.....</i>	33
3.4.3.	<i>Equação diferencial da condução de calor</i>	34
3.5.	MODELAÇÃO DAS EXPANSÕES DO BETÃO	35
3.5.1.	<i>Aspetos gerais.....</i>	35
3.5.2.	<i>Modelo simplificado utilizado.....</i>	35
4. CARACTERÍSTICAS DA BARRAGEM DA BEMPOSTA		39
4.1.	APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO DA BEMPOSTA.....	39
4.2.	CARACTERÍSTICAS DA BARRAGEM	40
4.3.	ÓRGÃOS HIDRÁULICOS DE SEGURANÇA.....	44
4.4.	GEOLOGIA E FUNDAÇÕES.....	44
4.5.	PROPRIEDADES DO BETÃO	46
4.6.	SISTEMA DE OBSERVAÇÃO.....	49
4.6.1.	<i>Nível de água na albufeira</i>	50
4.6.2.	<i>Temperatura do ar.....</i>	50
4.6.3.	<i>Temperatura do betão</i>	51
4.6.4.	<i>Extensões e tensões no betão.....</i>	51

4.6.5.	<i>Deslocamentos por métodos geodésicos</i>	52
4.6.6.	<i>Deslocamento em fios de prumo</i>	53
4.6.7.	<i>Movimentos de juntas</i>	55
4.6.8.	<i>Caudais drenados e infiltrados</i>	56
4.6.9.	<i>Subpressões</i>	57

5. ANÁLISE QUALITATIVA DO COMPORTAMENTO OBSERVADO DA BARRAGEM DA BEMPOSTA..... 59

5.1.	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	59
5.2.	EVOLUÇÃO DAS AÇÕES	59
5.2.1.	<i>Ações da água</i>	59
5.2.2.	<i>Temperatura do ar</i>	63
5.2.3.	<i>Temperatura da água da albufeira</i>	64
5.3.	EVOLUÇÃO DAS RESPOSTAS TÉRMICA E ESTRUTURAL	66
5.3.1.	<i>Temperaturas no corpo da barragem</i>	66
5.3.2.	<i>Deslocamentos horizontais na barragem</i>	67
5.3.3.	<i>Deslocamentos verticais na barragem</i>	67
5.3.4.	<i>Extensões observadas em extensómetros corretores</i>	68
5.3.5.	<i>Deslocamentos relativos em juntas de contração</i>	70
5.4.	EVOLUÇÃO DA RESPOSTA HIDRÁULICA DA FUNDAÇÃO	72
5.5.	INSPEÇÕES VISUAIS	73

6. INTERPRETAÇÃO DO COMPORTAMENTO DA BARRAGEM DA BEMPOSTA COM MODELOS TÉRMICO E ESTRUTURAL..... 75

6.1.	CONSIDERAÇÕES GERAIS	75
6.2.	MALHA DE ELEMENTOS FINITOS DO CONJUNTO BARRAGEM-FUNDAÇÃO	76
6.2.3.	<i>Malha de elementos finitos da fundação</i>	83
6.2.4.	<i>Avaliação da qualidade da malha de elementos finitos</i>	85
6.3.	PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	87
6.3.1.	<i>Propriedades térmicas do betão da barragem</i>	87
6.3.2.	<i>Deformabilidade do betão da barragem</i>	88
6.3.3.	<i>Deformabilidade do maciço rochoso</i>	90
6.3.4.	<i>Deformabilidade das comportas</i>	90
6.4.	MODELO TÉRMICO	91
6.4.1.	<i>Aspetos gerais</i>	91
6.4.2.	<i>Ações térmicas</i>	91
6.5.	RESULTADOS DO MODELO TÉRMICO	92
6.5.1.	<i>Distribuição de temperaturas no corpo da barragem</i>	92
6.5.2.	<i>Comparação dos resultados da análise térmica com os registos observados nos termómetros instalados no betão</i>	94
6.6.	MODELO ESTRUTURAL	99

6.6.1.	<i>Aspetos gerais.....</i>	99
6.6.2.	<i>Peso próprio</i>	100
6.6.3.	<i>Pressão hidrostática sobre o paramento de montante.....</i>	100
6.6.4.	<i>Variações de temperatura no corpo da barragem.....</i>	100
6.6.5.	<i>Ação expansiva.....</i>	100
6.7.	COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DA ANÁLISE ESTRUTURAL COM OS RESULTADOS DA OBSERVAÇÃO	102
6.7.1.	<i>Aspetos gerais.....</i>	102
6.7.2.	<i>Deslocamentos radiais.....</i>	103
6.7.3.	<i>Deslocamentos tangenciais.....</i>	109
6.7.4.	<i>Deslocamentos verticais.....</i>	115
6.8.	AVALIAÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO NA BARRAGEM.....	122
6.8.1.	<i>Aspetos gerais.....</i>	122
6.8.2.	<i>Campo de tensões devido ao peso próprio</i>	122
6.8.3.	<i>Campo de tensões devido à pressão hidrostática</i>	125
6.8.4.	<i>Campo de tensões devido às variações de temperatura.....</i>	128
6.8.5.	<i>Campo de tensões devido às ações das expansões.....</i>	135
6.8.6.	<i>Campo de tensões devido às ações do peso próprio, pressão hidrostática e expansões</i>	138
7.	PREVISÃO DO COMPORTAMENTO DA BARRAGEM DA BEMPOSTA....	141
7.1.	ASPETOS GERAIS.....	141
7.2.	PREVISÃO DA EVOLUÇÃO DAS EXPANSÕES ATÉ 2040.....	141
7.3.	DESLOCAMENTOS RADIAIS.....	143
7.4.	DESLOCAMENTOS VERTICAIS	148
7.5.	ESTADO DE TENSÃO	150
8.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	153
8.1.	INTERPRETAÇÃO E PREVISÃO DO COMPORTAMENTO DE BARRAGENS AFETADAS POR REAÇÕES EXPANSIVAS DO BETÃO	153
8.2.	PRINCIPAIS CONTRIBUTOS E APRECIACÃO DO TRABALHO REALIZADO.....	154
8.3.	RECOMENDAÇÕES E PERSPETIVAS DE DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	155
9.	BIBLIOGRAFIA.....	157
9.1.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	157
9.2.	BIBLIOGRAFIA CONSULTADA	159
9.3.	WEBGRAFIA CONSULTADA.....	161
10.	ANEXOS	162
	ANEXO A - TEMPERATURAS NO CORPO DA BARRAGEM.....	162
	1. Mapa da localização dos pares termoeletricos na barragem da Bemposta	162

2. Comparação entre as temperaturas calculadas e observadas nos termómetros 140 a 146, à cota 400,0 m no bloco 9D, ordenados de jusante para montante	163
3. Comparação entre as temperaturas calculadas e observadas nos termómetros 132 a 138, à cota 385,0 m, no bloco 9D, ordenados de jusante para montante	164
4. Comparação entre as temperaturas calculadas e observadas nos termómetros 108 a 114, à cota 372,0 m no bloco 6D, ordenados de jusante para montante	165
5. Comparação entre as temperaturas calculadas e observadas nos termómetros 100 a 106, à cota 357,0 m no bloco 6D, ordenados de jusante para montante	166
6. Comparação entre as temperaturas calculadas e observadas nos termómetros 93 a 98, à cota 342,0 m no bloco 6D, ordenados de jusante para montante.	167
7. Comparação entre as temperaturas calculadas e observadas nos termómetros 22 a 28, à cota 372,0 m no bloco 0, ordenados de jusante para montante.	168
8. Comparação entre as temperaturas calculadas e observadas nos termómetros 7 a 12, à cota 342,0 m no bloco 0, ordenados de jusante para montante.	169
9. Comparação entre as temperaturas calculadas e observadas nos termómetros 46 a 52, à cota 372,0 m no bloco 6E, ordenados de jusante para montante.	170
10. Comparação entre as temperaturas calculadas e observadas nos termómetros 86 a 92, à cota 342,0 m no bloco 6E, ordenados de jusante para montante.	171
11. Comparação entre as temperaturas calculadas e observadas nos termómetros 70 a 76, à cota 385,0 m no bloco 9E, ordenados de jusante para montante.	172
ANEXO B - DESLOCAMENTOS RADIAIS E TANGENCIAIS.....	173
1. Deslocamento radial do ponto correspondente à base de leitura do fio de prumo 2 à cota 402,00 m, observados (em fios de prumo e por métodos geodésicos) e calculados entre 1964 e 2020.....	173
2. Deslocamento tangencial do ponto correspondente à base de leitura do fio de prumo 2 à cota 402,00 m, observados (em fios de prumo e por métodos geodésicos) e calculados entre 1964 e 2020.....	174
3. Deslocamento radial do ponto correspondente à base de leitura do fio de prumo 2 à cota 379,00 m, observados (em fios de prumo e por métodos geodésicos) e calculados entre 1964 e 2020.....	175

4. Deslocamento tangencial do ponto correspondente à base de leitura do fio de prumo 2 à cota 379,00 m, observados (em fios de prumo e por métodos geodésicos) e calculados entre 1964 e 2020.....	176
5. Deslocamento radial do ponto correspondente à base de leitura do fio de prumo 2 à cota 365,00 m, observados e calculados entre 1964 e 2020.	177
6. Deslocamento tangencial do ponto correspondente à base de leitura do fio de prumo 2 à cota 365,00 m, observados e calculados entre 1964 e 2020.	178
7. Deslocamento radial do ponto correspondente à base de leitura do fio de prumo 2 à cota 350,00 m, observados e calculados entre 1964 e 2020.	179
8. Deslocamento tangencial do ponto correspondente à base de leitura do fio de prumo 2 à cota 350,00 m, observados e calculados entre 1964 e 2020.	180
9. Deslocamento radial do ponto correspondente à base de leitura do fio de prumo 3 à cota 402,00 m, observados (em fios de prumo e por métodos geodésicos) e calculados entre 1964 e 2020.....	181
10. Deslocamento tangencial do ponto correspondente à base de leitura do fio de prumo 3 à cota 402,00 m, observados (em fios de prumo e por métodos geodésicos) e calculados entre 1964 e 2020.....	182
11. Deslocamento radial do ponto correspondente à base de leitura do fio de prumo 3 à cota 379,00 m, observados (em fios de prumo e por métodos geodésicos) e calculados entre 1964 e 2020.....	183
12. Deslocamento tangencial do ponto correspondente à base de leitura do fio de prumo 3 à cota 379,00 m, observados (em fios de prumo e por métodos geodésicos) e calculados entre 1964 e 2020.....	184
13. Deslocamento radial do ponto correspondente à base de leitura do fio de prumo 3 à cota 365,00 m, observados e calculados entre 1964 e 2020.	185
14. Deslocamento tangencial do ponto correspondente à base de leitura do fio de prumo 3 à cota 365,00 m, observados e calculados entre 1964 e 2020.	186
15. Deslocamento radial do ponto correspondente à base de leitura do fio de prumo 3 à cota 350,00 m, observados e calculados entre 1964 e 2020.	187
16. Deslocamento tangencial do ponto correspondente à base de leitura do fio de prumo 3 à cota 350,00 m, observados e calculados entre 1964 e 2020.	188

Índice de Figuras

FIGURA 1 – RUÍNAS DA BARRAGEM DE <i>SADD EL-KAFARA</i> , A SUL DO CAIRO, EGITO (ADAPTADO DE <i>INTERNATIONAL DATABASE AND GALLERY OF STRUCTURES</i>).....	2
FIGURA 2 - FOTOGRAFIAS DE SATÉLITE DA ALBUFEIRA DA BARRAGEM DO ALQUEVA ANTES (EM 2000, À ESQUERDA) E DEPOIS (EM 2016, À DIREITA) DA SUA CONSTRUÇÃO (RETIRADO DO <i>GOOGLE EARTH PRO</i>).	3
FIGURA 3 - BARRAGEM DO TORRÃO. VISTA DE JUSANTE, À ESQUERDA, E PERFIL, À DIREITA (ADAPTADO DA AGÊNCIA PORTUGUESA DO AMBIENTE).....	4
FIGURA 4 - BARRAGEM DO CAIA. VISTA DE JUSANTE, À ESQUERDA, E PERFIL DO CONTRAFORTE, À DIREITA (ADAPTADO DA AGÊNCIA PORTUGUESA DO AMBIENTE).....	5
FIGURA 5 - BARRAGEM DO BAIXO SABOR. VISTA DA MARGEM DIREITA, À ESQUERDA, E CONSOLA CENTRAL, À DIREITA. (ADAPTADO DA AGÊNCIA PORTUGUESA DO AMBIENTE).....	6
FIGURA 6 - BARRAGEM DA AGUIEIRA. VISTA DE JUSANTE, À ESQUERDA, E PERFIL DA ABÓBADA CENTRAL, À DIREITA (ADAPTADO DA AGÊNCIA PORTUGUESA DO AMBIENTE).	6
FIGURA 7 - BARRAGEM DE CASTELO DE BODE. VISTA DE JUSANTE, À ESQUERDA, E PERFIL, À DIREITA (ADAPTADO DA AGÊNCIA PORTUGUESA DO AMBIENTE).....	7
FIGURA 8 – PORMENOR (DO LADO DIREITO) DA FISSURAÇÃO EXISTENTE NUM ARCO DO VIADUTO DUARTE PACHECO (REPRESENTADO DO LADO ESQUERDO), EM LISBOA, ANTES DAS OBRAS DE REABILITAÇÃO DA DÉCADA DE 1990 (ADAPTADO DE SANTOS SILVA ET AL., 2012).....	10
FIGURA 9 - BARRAGENS EM PORTUGAL AFETADAS POR REAÇÕES EXPANSIVAS NO BETÃO, ORGANIZADAS POR TIPO ESTRUTURAL E IDADE (ADAPTADO DE BATISTA E PITEIRA GOMES, 2014).....	10
FIGURA 10 -FORMAÇÃO DA ETRINGITE RETARDADA (ADAPTADO DE <i>TECNOSIL</i>).	12
FIGURA 11 - MECANISMOS DA FORMAÇÃO DA FISSURAÇÃO NA REAÇÃO ÁLCALIS-SÍLICA (ADAPTADO DE DESCHENES, 2009).	13
FIGURA 12 - EVOLUÇÃO DAS EXPANSÕES NAS REAÇÕES ÁLCALIS-SÍLICA (ADAPTADO DE BALABUCH ET POSTERLLI, 2017 CITANDO SAOUMA ET AL, 2014)	13
FIGURA 13 – CONTEÚDO PÉSSIMO DE SÍLICA REATIVA NAS REAÇÕES ÁLCALIS-SÍLICA (ADAPTADO DE CUSTÓDIO ET AL., 2010).....	14

FIGURA 14 - INFLUÊNCIA DA TEMPERATURA NA EXPANSÃO LIVRE DE BETÕES REATIVOS, SUBMETIDOS A TEMPERATURAS DE 23°C, A AZUL, E 38°C, A VERMELHO (ADAPTADO DE LARIVE, 1998).	15
FIGURA 15 - RESULTADOS DE ENSAIOS DE EXPANSIBILIDADE EM DIFERENTES CONDIÇÕES DE HUMIDADE: PROVETES CILÍNDRICOS DE BETÃO REATIVO À TEMPERATURA DE 38°C (PROVETE 592 PROTEGIDO COM FOLHA DE ALUMÍNIO E PROVETES 475, 19 E 287 MANTIDOS EM DIFERENTES CONDIÇÕES DE ELEVADA HUMIDADE) (ADAPTADO DE LARIVE, 1998).	15
FIGURA 16 - CAROTE DE BETÃO RETIRADO DE UMA ESTRUTURA AFETADA POR REAÇÕES EXPANSIVAS, COM EVIDÊNCIAS DE ZONAS HÚMIDAS E POROS PARCIALMENTE PREENCHIDOS POR PRODUTOS DA REAÇÃO (ADAPTADO DE CRISTINO, 2007).	18
FIGURA 17 - FISSURAÇÃO DO TIPO “CRAQUELÉ” NO COROAMENTO DO PILAR 3D DA BARRAGEM DA BEMPOSTA (ADAPTADO DE LNEC, 2020).	18
FIGURA 18 - COLORAÇÃO AMARELA DAS FENDAS INDUZIDAS POR REAÇÕES EXPANSIVAS DE ORIGEM INTERNA NOS PILARES DE AMARRAÇÃO DAS COMPORTAS DO DESCARREGADOR DE CHEIAS DA BARRAGEM DA BEMPOSTA (ADAPTADO DE LNEC, 2020).	19
FIGURA 19 - DELAMINAÇÃO DE BETÃO NO VAZAMENTO DA BARRAGEM DA BEMPOSTA (ADAPTADO DE LNEC, 2020).	20
FIGURA 20 - APLICAÇÃO DE MEMBRANA IMPERMEABILIZANTE NO PARAMENTO DE MONTANTE DA BARRAGEM DE PRACANA. (ADAPTADO DE BATISTA E PITEIRA GOMES, 2012).	23
FIGURA 21 - VISTA DA BARRAGEM DO ALTO CEIRA II (A JUSANTE) E DA BARRAGEM DO ALTO CEIRA I (A MONTANTE), QUE FOI PARCIALMENTE DEMOLIDA EM 2014. (ADAPTADO DE EDP, 2008).	25
FIGURA 22 - MODELO REOLÓGICO PARA REPRESENTAÇÃO DO COMPORTAMENTO DIFERIDO DO BETÃO (ADAPTADO DE BATISTA 1998).	31
FIGURA 23 - FORMAS DE TRANSFERÊNCIA DE CALOR, À ESQUERDA, E CONDIÇÕES DE FRONTEIRA PARA CARACTERIZAÇÃO TÉRMICA, À DIREITA (ADAPTADO DE SAOUMA, 2014).	33
FIGURA 24 - CURVA DAS EXPANSÕES LIVRES COM TEMPERATURA E HUMIDADE CONSTANTES (PITEIRA GOMES, 2008).	36
FIGURA 25 - FATOR FT QUE CONSIDERA A INFLUÊNCIA DA TEMPERATURA NAS EXPANSÕES LIVRES (REPRESENTADO PARA A TEMPERATURA DE REFERÊNCIA 14,5°C).	37
FIGURA 26 - DEPENDÊNCIA DAS EXPANSÕES DA HUMIDADE RELATIVA (ADAPTADO DE POOLE, 1992).	38
FIGURA 27 - INFLUÊNCIA DO ESTADO DE TENSÃO NO PROCESSO EXPANSIVO (ADAPTADO DE LARIVE, 1998).	38
FIGURA 28 - PLANTA DO APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO DA BEMPOSTA (ADAPTADO DE EDP, 2018A).	40
FIGURA 29 - VISTA DA BARRAGEM DA BEMPOSTA E DA ALBUFEIRA, EM 2019 (ADAPTADO DE LNEC, 2020).	41
FIGURA 30 - CORTE TRANSVERSAL DA BARRAGEM DA BEMPOSTA (ADAPTADO DE DESENHOS DE PROJETO DA <i>HIDRO-ELÉCTRICA DO DOURO</i> , 1960).	42
FIGURA 31 - PLANTA DA BARRAGEM DA BEMPOSTA (VAZAMENTO REPRESENTADO A LARANJA) (ADAPTADO DE LNEC, 2018A).	42
FIGURA 32 - VAZAMENTO DA BARRAGEM DA BEMPOSTA. VISTA A PARTIR DO BLOCO 3D PARA A MARGEM ESQUERDA, À ESQUERDA, E A PARTIR DO BLOCO 5E PARA O TOPO DA MARGEM ESQUERDA, À DIREITA (ADAPTADO DE LNEC, 2020).	43
FIGURA 33 - ALÇADO PLANIFICADO (ESQUEMÁTICO) DE JUSANTE DA BARRAGEM DA BEMPOSTA (ADAPTADO DE DESENHOS DE PROJETO DA <i>HIDRO-ELÉCTRICA DO DOURO</i> , 1960).	43
FIGURA 34 - COMPORTA DE UM DOS VÃOS DO DESCARREGADOR DE CHEIAS DA BARRAGEM DA BEMPOSTA, EM 2013 (ADAPTADO DE LNEC, 2013).	44

FIGURA 35 – ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO REGIONAL DO LOCAL DO APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO DA BEMPOSTA. DETALHE DA CARTA GEOLÓGICA DE PORTUGAL À ESCALA 1:200 000 (ADAPTADO DE EDP, 2018A).....	45
FIGURA 36 - VISTA DA ESCALA LIMNIMÉTRICA NA ALBUFEIRA DA BARRAGEM DA BEMPOSTA (ADAPTADO DE LNEC, 2020).....	50
FIGURA 37 - SENSOR PARA MEDIÇÃO DA TEMPERATURA DO AR NA BARRAGEM DA BEMPOSTA (ADAPTADO DE LNEC, 2020).....	50
FIGURA 38 – ALÇADO COM LOCALIZAÇÃO DOS PARES TERMOELÉTRICOS, EXTENSÓMETROS E TENSÓMETROS DA BARRAGEM DA BEMPOSTA (ADAPTADO DE LNEC, 2020).....	51
FIGURA 39 – PERFIL DA SECÇÃO DE FECHO COM A LOCALIZAÇÃO DOS EXTENSÓMETROS TIPO CARLSON DA BARRAGEM DA BEMPOSTA (ADAPTADO DE LNEC, 2020).....	52
FIGURA 40 - PLANTA DA LINHA DE NIVELAMENTO NO COROAMENTO DA BARRAGEM DA BEMPOSTA.....	52
FIGURA 41 – REDE DE TRIANGULAÇÃO GEODÉSICA DA BARRAGEM DA BEMPOSTA.....	53
FIGURA 42 – ALÇADO COM REPRESENTAÇÃO DOS FIOS DE PRUMO DA BARRAGEM DA BEMPOSTA (ADAPTADO DE LNEC, 2020).....	54
FIGURA 43 – PERFIL DA SECÇÃO DE FECHO COM A LOCALIZAÇÃO DO CONJUNTO DE FIOS DE PRUMO DIREITO E INVERTIDO FPD1 DA BARRAGEM DA BEMPOSTA (ADAPTADO DE LNEC, 2020).....	54
FIGURA 44 - FIO DE PRUMO E BASE DE COORDINÓMETRO LOCALIZADA NO BLOCO 3D, À COTA 379,00 M, NA BARRAGEM DA BEMPOSTA (ADAPTADO DE LNEC, 2020).....	55
FIGURA 45 - BASE DE ALONGÂMETRO NO PARAMENTO DO VAZAMENTO DA BARRAGEM DA BEMPOSTA (ADAPTADO DE LNEC, 2020).....	55
FIGURA 46 – ALÇADO COM A LOCALIZAÇÃO DOS MEDIDORES DE JUNTAS E BASES DE ALONGÂMETRO DA BARRAGEM DA BEMPOSTA. (ADAPTADO DE LNEC, 2020).....	56
FIGURA 47 - LOCALIZAÇÃO DOS DRENOS E BICAS NA BARRAGEM DA BEMPOSTA (ADAPTADO DE LNEC, 2020).....	56
FIGURA 48 – DRENO, À ESQUERDA, E BICA TOTALIZADORA, À DIREITA, NA BARRAGEM DA BEMPOSTA (ADAPTADO DE LNEC, 2020).....	57
FIGURA 49 - LOCALIZAÇÃO DOS PIEZÓMETROS DA BARRAGEM DA BEMPOSTA (ADAPTADO DE LNEC, 2020).....	57
FIGURA 50 – MANÓMETRO DO PIEZÓMETRO Nº10 DA BARRAGEM DA BEMPOSTA (ADAPTADO DE LNEC, 2016).....	58
FIGURA 51 - EVOLUÇÃO DO NÍVEL DE ÁGUA NA ALBUFEIRA ENTRE 1963 E 2020.....	60
FIGURA 52 - SUBPRESSÕES OBSERVADAS NOS PIEZÓMETROS 1 A 10, EM TERMOS DE ALTURA DE ÁGUA EQUIVALENTE (M) E DE PERCENTAGEM DE CARGA (%), ENTRE 1988 E 2020.....	61
FIGURA 53 - SUBPRESSÕES OBSERVADAS NOS PIEZÓMETROS 11 A 22, EM TERMOS DE ALTURA DE ÁGUA EQUIVALENTE (M) E DE PERCENTAGEM DE CARGA (%), ENTRE 1988 E 2020.....	62
FIGURA 54 - TEMPERATURAS DO AR MÉDIAS MENSIS ENTRE 1984 E 2020.....	63
FIGURA 55 - ONDA TÉRMICA ANUAL MÉDIA DO AR, OBTIDA A PARTIR DAS TEMPERATURAS OBSERVADAS ENTRE 1984 E 2018 (ADAPTADO DE ELEMENTOS FORNECIDOS PELO LNEC).....	63
FIGURA 56 - ONDAS TÉRMICAS ANUAIS MÉDIAS DA ÁGUA DA ALBUFEIRA A VÁRIAS PROFUNDIDADES, ENTRE 1984 E 2020.....	65
FIGURA 57 - VARIAÇÃO COM A PROFUNDIDADE DA TEMPERATURA MÉDIA ANUAL, MÍNIMA E MÁXIMA DA ÁGUA DA ALBUFEIRA.....	66
FIGURA 58 – DEFORMADAS VERTICAIS NO COROAMENTO DA BARRAGEM, OBSERVADAS POR NIVELAMENTO DE PRECISÃO.....	68
FIGURA 59 - EXTENSÕES LIVRES DO BETÃO DO BLOCO 0 ENTRE 1986 E 2019, REGISTADAS NO EXTENSÓMETRO CORRETOR DO GRUPO 5, E AJUSTE DE UMA FUNÇÃO EXPONENCIAL AOS VALORES OBSERVADOS.....	69

FIGURA 60 - EXTENSÕES LIVRES DO BETÃO DO BLOCO 6D ENTRE 1986 E 2019, REGISTADAS NOS EXTENSÓMETROS CORRETORES DO GRUPO 9, 11 E 12, E AJUSTE DE FUNÇÕES EXPONENCIAIS AOS VALORES OBSERVADOS.....	69
FIGURA 61 - EXTENSÕES LIVRES DO BETÃO DO BLOCO 9D ENTRE 1986 E 2019, REGISTADA NO EXTENSÓMETRO CORRECTOR DO GRUPO 13, E AJUSTE DE UMA FUNÇÃO EXPONENCIAL AOS VALORES OBSERVADOS.....	69
FIGURA 62 - EVOLUÇÃO DOS MOVIMENTOS DE ABERTURA/FECHO E DE DESLIZAMENTO OBSERVADOS NAS BASES DE ALONGÂMETRO COM OS CÓDIGOS 7, 8, 11 E 12.....	71
FIGURA 63 – CAUDAIS OBSERVADOS EM DRENOS E BICAS, ENTRE 1988 E 2020, INCLUINDO-SE, EM CIMA, A LOCALIZAÇÃO DOS DRENOS E BICAS EM ALÇADO (A VERMELHO, OS DRENOS E BICAS CONSIDERADOS).....	72
FIGURA 64 - MALHA DE ELEMENTOS FINITOS DO CONJUNTO BARRAGEM-FUNDAÇÃO.....	76
FIGURA 65 - ELEMENTO TETRAÉDRICO DE 10 PONTOS NODAIS (A) E ELEMENTO HEXAÉDRICO DE 27 PONTOS NODAIS (B).....	77
FIGURA 66 - EXEMPLO DA LIGAÇÃO ENTRE UM ELEMENTO HEXAÉDRICO E DOIS ELEMENTOS TETRAÉDRICOS.....	78
FIGURA 67 – PERFIS DE ALGUMAS JUNTAS DE CONTRAÇÃO (<i>HIDRO-ELÉCTRICA DO DOURO</i> , 1960), EM CIMA, E MODELO FÍSICO EXISTENTE NO LNEC, EM BAIXO.	79
FIGURA 68 - EXEMPLOS DAS MALHAS PLANAS DOS PERFIS VERTICAIS DO BLOCO 1 (À ESQUERDA) E DO BLOCO 6 (À DIREITA).....	79
FIGURA 69 – ESQUEMA COM A DISPOSIÇÃO DOS PERFIS EM PERSPETIVA.....	80
FIGURA 70 – PERSPETIVA DE JUSANTE DA MALHA DE ELEMENTOS FINITOS DA BARRAGEM, EM <i>AUTOCAD</i>	80
FIGURA 71 - PLANTA DA MALHA DE ELEMENTOS FINITOS DA BARRAGEM, EM <i>AUTOCAD</i>	81
FIGURA 72 – VISTA DE JUSANTE DA MALHA TRIDIMENSIONAL DE ELEMENTOS FINITOS DA BARRAGEM DA BEMPOSTA.	81
FIGURA 73 – VISTA DA MARGEM ESQUERDA, À ESQUERDA, E CORTE PELO EIXO, À DIREITA, DA MALHA TRIDIMENSIONAL DE ELEMENTOS FINITOS DA BARRAGEM DA BEMPOSTA.	82
FIGURA 74 – VISTA DE MONTANTE DA MALHA TRIDIMENSIONAL DE ELEMENTOS FINITOS DA BARRAGEM DA BEMPOSTA.	82
FIGURA 75 – PLANTA DA MALHA TRIDIMENSIONAL DE ELEMENTOS FINITOS DA BARRAGEM DA BEMPOSTA.....	82
FIGURA 76 - REPRESENTAÇÃO DA INTERFACE ENTRE A BARRAGEM E A FUNDAÇÃO: PLANTA SEM DIAGONAIS, EM CIMA, E PERSPETIVA COM DIAGONAIS, EM BAIXO.....	83
FIGURA 77 – PERSPETIVA DA INTERFACE ENTRE A BARRAGEM E A FUNDAÇÃO E DAS SUPERFÍCIES EXTERIORES QUE LIMITAM O VOLUME DA MALHA DA FUNDAÇÃO.....	84
FIGURA 78 - MALHA TRIDIMENSIONAL DA FUNDAÇÃO, VISTA DE JUSANTE.....	84
FIGURA 79 - MALHA TRIDIMENSIONAL DA FUNDAÇÃO, VISTA EM PLANTA.	85
FIGURA 80 - MALHA TRIDIMENSIONAL DO CONJUNTO BARRAGEM E FUNDAÇÃO. VISTA EM PERSPETIVA.	85
FIGURA 81 - DISTRIBUIÇÃO ACUMULADA DO VALOR DO MÍNIMO DOS ÂNGULOS INTERNOS DAS ARESTAS DOS ELEMENTOS FINITOS DA MALHA DA BARRAGEM (RETIRADO DO SOFTWARE GiD).....	86
FIGURA 82 - DISTRIBUIÇÃO ACUMULADA DO VALOR MÍNIMO DO JACOBIANO DOS ELEMENTOS FINITOS DA MALHA DA BARRAGEM (RETIRADO DO <i>SOFTWARE GiD</i>).....	86
FIGURA 83 - DISTRIBUIÇÃO ACUMULADA DO VALOR MÍNIMO DOS ÂNGULOS INTERNOS DAS ARESTAS DOS ELEMENTOS FINITOS DA MALHA DA FUNDAÇÃO (RETIRADO DO SOFTWARE GiD).....	87
FIGURA 84 - DISTRIBUIÇÃO ACUMULADA DO VALOR MÍNIMO DO JACOBIANO DOS ELEMENTOS FINITOS DA MALHA DA FUNDAÇÃO (RETIRADO DO <i>SOFTWARE GiD</i>).	87
FIGURA 85 - REPRESENTAÇÃO DA FUNÇÃO DE FLUÊNCIA ESTIMADA PARA O BETÃO DA BARRAGEM DA BEMPOSTA, PARA TRÊS IDADES DE CARGA.	89

FIGURA 86 - REPRESENTAÇÃO DA FUNÇÃO DE RELAXAÇÃO ESTIMADA PARA O BETÃO DA BARRAGEM DA BEMPOSTA PARA TRÊS IDADES DE CARGA.	89
FIGURA 87 - MÓDULO DE ELASTICIDADE DO BETÃO. RESULTADOS DOS ENSAIOS LABORATORIAIS REALIZADOS A VÁRIAS IDADES EM PROVETES E CURVA DE EVOLUÇÃO NO TEMPO ESTIMADA A PARTIR DA FUNÇÃO DE FLUÊNCIA.....	90
FIGURA 88 - DISTRIBUIÇÃO DE TEMPERATURAS NO CORPO DA BARRAGEM A 1 DE SETEMBRO DE 2019 (EM CIMA) E A 29 DE DEZEMBRO DE 2019 (EM BAIXO). VISTAS DE JUSANTE.	92
FIGURA 89 - DISTRIBUIÇÃO DE TEMPERATURAS NO CORPO DA BARRAGEM EM 1 DE SETEMBRO DE 2019 (DO LADO ESQUERDO) E EM 29 DE DEZEMBRO DE 2019 (DO LADO DIREITO). VISTA DO LADO DA MARGEM ESQUERDA..	93
FIGURA 90 - DISTRIBUIÇÃO DE TEMPERATURAS NO CORPO DA BARRAGEM EM 1 DE SETEMBRO DE 2019 (DO LADO ESQUERDO) E EM 29 DE DEZEMBRO DE 2019 (DO LADO DIREITO). CORTE PELO BLOCO DA BARRAGEM.	93
FIGURA 91 - DISTRIBUIÇÃO DE TEMPERATURAS NO CORPO DA BARRAGEM EM 1 DE SETEMBRO DE 2019 (DO LADO ESQUERDO) E EM 29 DE DEZEMBRO DE 2019 (DO LADO DIREITO). CORTE B, PELO BLOCO 7D DA BARRAGEM.	94
FIGURA 92 - POSIÇÃO DOS PARES TERMOELÉTRICAS NAS SECÇÕES DA BARRAGEM, DE JUSANTE PARA MONTANTE: À ESQUERDA, NO CORPO DA BARRAGEM, E À DIREITA, NO VAZAMENTO (AS BOLAS A CHEIO REPRESENTAM OS PARES TERMOELÉTRICOS NO INTERIOR DA BARRAGEM E AS BOLAS VAZIAS MOSTRAM PARES TERMOELÉTRICOS COLOCADOS NOS PARAMENTOS).....	95
FIGURA 93 - ALÇADO COM A LOCALIZAÇÃO DOS PERFIS EM QUE SE REALIZOU A COMPARAÇÃO ENTRE OS VALORES CALCULADOS E OBSERVADOS DA TEMPERATURA DO CORPO DA BARRAGEM.	95
FIGURA 94 - COMPARAÇÃO ENTRE AS TEMPERATURAS CALCULADAS E OBSERVADAS NOS PARES TERMOELÉTRICOS 116 A 122, À COTA 385,0 M, NO BLOCO 6D, DO LADO DA MARGEM DIREITA, ORDENADOS DE JUSANTE PARA MONTANTE.....	96
FIGURA 95 - COMPARAÇÃO ENTRE AS TEMPERATURAS CALCULADAS E OBSERVADAS NOS TERMÓMETROS 14 A 20, À COTA 357,0 M, NO BLOCO 0 (ZONA CENTRAL), ORDENADOS DE JUSANTE PARA MONTANTE.	97
FIGURA 96 - COMPARAÇÃO ENTRE AS TEMPERATURAS CALCULADAS E OBSERVADAS NOS TERMÓMETROS 54 A 60, À COTA 385,0 M, NO BLOCO 6E, DO LADO DA MARGEM ESQUERDA, ORDENADOS DE JUSANTE PARA MONTANTE.	98
FIGURA 97 - ZONAMENTO DA BARRAGEM. VISTA DE MONTANTE E CORTE EM CIMA E VISTA DE JUSANTE, EM BAIXO.	101
FIGURA 98 - CURVAS DE EVOLUÇÃO DAS EXPANSÕES LIVRES USADAS NO CÁLCULO.	102
FIGURA 99 - DESLOCAMENTOS RADIAIS DO PONTO CORRESPONDENTE À BASE DE LEITURA DO FIO DE PRUMO 1 À COTA 402,00 M, OBSERVADOS (EM FIOS DE PRUMO E POR MÉTODOS GEODÉSICOS) E CALCULADOS ENTRE 1964 E 2020.	104
FIGURA 100 - DESLOCAMENTOS RADIAIS DO PONTO CORRESPONDENTE À BASE DE LEITURA DO FIO DE PRUMO 1 À COTA 379,00 M, OBSERVADOS (EM FIOS DE PRUMO E POR MÉTODOS GEODÉSICOS) E CALCULADOS ENTRE 1964 E 2020.	105
FIGURA 101 - DESLOCAMENTOS RADIAIS DO PONTO CORRESPONDENTE À BASE DE LEITURA DO FIO DE PRUMO 1 À COTA 365,00 M, OBSERVADOS E CALCULADOS ENTRE 1964 E 2020.	106
FIGURA 102 - DESLOCAMENTOS RADIAIS DO PONTO CORRESPONDENTE À BASE DE LEITURA DO FIO DE PRUMO 1 À COTA 350,00 M, OBSERVADOS E CALCULADOS ENTRE 1964 E 2020.	107
FIGURA 103 - DESLOCAMENTOS RADIAIS DO PONTO CORRESPONDENTE À BASE DE LEITURA DO FIO DE PRUMO 1 À COTA 330,00 M, OBSERVADOS E CALCULADOS ENTRE 1964 E 2020.	108

FIGURA 104 - DESLOCAMENTOS TANGENCIAIS DO PONTO CORRESPONDENTE À BASE DE LEITURA DO FIO DE PRUMO 1 À COTA 402,00 M, OBSERVADOS (EM FIOS DE PRUMO E POR MÉTODOS GEODÉSICOS) E CALCULADOS ENTRE 1964 E 2020.	110
FIGURA 105 - DESLOCAMENTOS TANGENCIAIS DO PONTO CORRESPONDENTE À BASE DE LEITURA DO FIO DE PRUMO 1 À COTA 379,00 M, OBSERVADOS (EM FIOS DE PRUMO E POR MÉTODOS GEODÉSICOS) E CALCULADOS ENTRE 1964 E 2020.	111
FIGURA 106 - DESLOCAMENTOS TANGENCIAIS DO PONTO CORRESPONDENTE À BASE DE LEITURA DO FIO DE PRUMO 1 À COTA 365,00 M, OBSERVADOS E CALCULADOS ENTRE 1964 E 2020.	112
FIGURA 107 - DESLOCAMENTOS TANGENCIAIS DO PONTO CORRESPONDENTE À BASE DE LEITURA DO FIO DE PRUMO 1 À COTA 350,00 M, OBSERVADOS E CALCULADOS ENTRE 1964 E 2020.	113
FIGURA 108 - DESLOCAMENTOS TANGENCIAIS DO PONTO CORRESPONDENTE À BASE DE LEITURA DO FIO DE PRUMO 1 À COTA 330,00 M, OBSERVADOS E CALCULADOS ENTRE 1964 E 2020.	114
FIGURA 109 - DESLOCAMENTOS VERTICAIS DO PONTO CORRESPONDENTE À MARCA DE NIVELAMENTO 6D DO COROAMENTO, À COTA 402,00M, OBSERVADOS E CALCULADOS ENTRE 1964 E 2020.....	116
FIGURA 110 - DESLOCAMENTOS VERTICAIS DO PONTO CORRESPONDENTE À MARCA DE NIVELAMENTO 3D DO COROAMENTO, À COTA 408,00M, OBSERVADOS E CALCULADOS ENTRE 1964 E 2020.....	117
FIGURA 111 - DESLOCAMENTOS VERTICAIS DO PONTO CORRESPONDENTE À MARCA DE NIVELAMENTO 1D DO COROAMENTO, À COTA 408,00M, OBSERVADOS E CALCULADOS ENTRE 1964 E 2020.....	118
FIGURA 112- DESLOCAMENTOS VERTICAIS DO PONTO CORRESPONDENTE À MARCA DE NIVELAMENTO 1E DO COROAMENTO, À COTA 408,00M, OBSERVADOS E CALCULADOS ENTRE 1964 E 2020.....	119
FIGURA 113 - DESLOCAMENTOS VERTICAIS DO PONTO CORRESPONDENTE À MARCA DE NIVELAMENTO 3E DO COROAMENTO, À COTA 408,00M, OBSERVADOS E CALCULADOS ENTRE 1964 E 2020.....	120
FIGURA 114 - DESLOCAMENTOS VERTICAIS DO PONTO CORRESPONDENTE À MARCA DE NIVELAMENTO 6E DO COROAMENTO, À COTA 408,00M, OBSERVADOS E CALCULADOS ENTRE 1964 E 2020.....	121
FIGURA 115 - CONFIGURAÇÃO DEFORMADA DA BARRAGEM (AMPLIADA 15 000 VEZES) DEVIDA AO PESO PRÓPRIO DO BETÃO. VISTA DE JUSANTE, VISTA EM PERSPETIVA E NO CORTE TRANSVERSAL PELO BLOCO 1D.	123
FIGURA 116 - TENSÕES PRINCIPAIS NA BARRAGEM DEVIDAS À AÇÃO DO PESO PRÓPRIO DO BETÃO. REPRESENTAÇÃO NOS PARAMENTOS DE MONTANTE E DE JUSANTE E NO CORTE TRANSVERSAL PELO BLOCO 1D.....	124
FIGURA 117 - CONFIGURAÇÃO DEFORMADA DA BARRAGEM (AMPLIADA 15 000 VEZES) DEVIDA À PRESSÃO HIDROSTÁTICA PARA O NPA. VISTA DE JUSANTE, VISTA EM PERSPETIVA E NO CORTE TRANSVERSAL PELO BLOCO 1D.	126
FIGURA 118 - TENSÕES PRINCIPAIS NA BARRAGEM DEVIDAS À AÇÃO DA PRESSÃO HIDROSTÁTICA PARA O NPA. REPRESENTAÇÃO NOS PARAMENTOS DE MONTANTE E DE JUSANTE E NO CORTE TRANSVERSAL PELO BLOCO 1D.	127
FIGURA 119 – VARIAÇÕES DE TEMPERATURA CORRESPONDENTES AO AQUECIMENTO DA BARRAGEM ENTRE 7 DE MARÇO DE 2019 E 31 DE AGOSTO DE 2019. VISTA DE JUSANTE, VISTA EM PERSPETIVA E NO CORTE TRANSVERSAL PELO BLOCO 1D.	129
FIGURA 120 - CONFIGURAÇÃO DEFORMADA DA BARRAGEM (AMPLIADA 15000 VEZES) DEVIDA AO AQUECIMENTO DA BARRAGEM ENTRE 7 DE MARÇO DE 2019 E 31 DE AGOSTO DE 2019. VISTA DE JUSANTE, VISTA EM PERSPETIVA E NO CORTE TRANSVERSAL PELO BLOCO 1D.....	130
FIGURA 121 - TENSÕES PRINCIPAIS DEVIDAS AO AQUECIMENTO DA BARRAGEM ENTRE 7 DE MARÇO DE 2019 E 31 DE AGOSTO DE 2019. REPRESENTAÇÃO NOS PARAMENTOS DE MONTANTE E DE JUSANTE E NO CORTE TRANSVERSAL PELO BLOCO 1D.	131

FIGURA 122 – VARIAÇÕES DE TEMPERATURA CORRESPONDENTES AO ARREFECIMENTO DA BARRAGEM ENTRE 31 DE AGOSTO DE 2019 E 7 DE MARÇO DE 2020. VISTA DE JUSANTE, VISTA EM PERSPETIVA E NO CORTE TRANSVERSAL PELO BLOCO 1D.	132
FIGURA 123 - CONFIGURAÇÃO DEFORMADA DA BARRAGEM (AMPLIFICADA 15000 VEZES) DEVIDA AO ARREFECIMENTO DA BARRAGEM ENTRE 31 DE AGOSTO DE 2019 E 7 DE MARÇO DE 2020. VISTA DE JUSANTE, VISTA EM PERSPETIVA E NO CORTE TRANSVERSAL PELO BLOCO 1D.	133
FIGURA 124 - TENSÕES PRINCIPAIS DEVIDAS AO ARREFECIMENTO DA BARRAGEM ENTRE 31 DE AGOSTO DE 2019 E 7 DE MARÇO DE 2020. REPRESENTAÇÃO NOS PARAMENTOS DE MONTANTE E DE JUSANTE E NO CORTE TRANSVERSAL PELO BLOCO 1D.	134
FIGURA 125 - CONFIGURAÇÃO DEFORMADA DA BARRAGEM (AMPLIADA 5000 VEZES) DEVIDA À AÇÃO DAS EXPANSÕES EM 2020. VISTA DE JUSANTE, VISTA EM PERSPETIVA E NO CORTE TRANSVERSAL PELO BLOCO 1D.	136
FIGURA 126 - TENSÕES PRINCIPAIS DEVIDAS À AÇÃO DAS EXPANSÕES EM 2020. REPRESENTAÇÃO NOS PARAMENTOS DE MONTANTE E DE JUSANTE E NO CORTE TRANSVERSAL PELO BLOCO 1D.	137
FIGURA 127 - CONFIGURAÇÃO DEFORMADA DA BARRAGEM (AMPLIADA 5000 VEZES) DEVIDA À AÇÃO CONJUNTA DO PESO PRÓPRIO, PRESSÃO HIDROSTÁTICA E EXPANSÕES EM 2020. VISTA DE JUSANTE, VISTA EM PERSPETIVA E NO CORTE TRANSVERSAL PELO BLOCO 1D.	139
FIGURA 128 - TENSÕES PRINCIPAIS DEVIDAS ÀS AÇÕES DO PESO PRÓPRIO, PRESSÃO HIDROSTÁTICA E EXPANSÕES EM 2020. REPRESENTAÇÃO NOS PARAMENTOS DE MONTANTE E DE JUSANTE E NO CORTE TRANSVERSAL PELO BLOCO 1D.	140
FIGURA 129 – CURVAS ESTIMADAS DE EVOLUÇÃO DAS EXPANSÕES LIVRES ATÉ 2040, NAS TRÊS ZONAS CONSIDERADAS, PARA UM CENÁRIO OTIMISTA E PARA UM CENÁRIO PESSIMISTA (A TRAÇO INTERROMPIDO REPRESENTA-SE O PROLONGAMENTO NO TEMPO DO CENÁRIO CONSIDERADO NO CAPÍTULO ANTERIOR).	142
FIGURA 130 - PREVISÃO DOS DESLOCAMENTOS RADIAIS ATÉ 2040, PARA OS CENÁRIOS OTIMISTA E PESSIMISTA, DO PONTO CORRESPONDENTE À BASE DE LEITURA DO FIO DE PRUMO 2 À COTA 405,00 M, INCLUINDO OS DADOS DA OBSERVAÇÃO ATÉ 2020.	143
FIGURA 131 - PREVISÃO DOS DESLOCAMENTOS RADIAIS ATÉ 2040, PARA OS CENÁRIOS OTIMISTA E PESSIMISTA, DOS PONTOS CORRESPONDENTES ÀS BASES DE LEITURA DO FIO DE PRUMO 2 ÀS COTAS 379,00 M, 265,00 M E 350,00 M, INCLUINDO OS DADOS DA OBSERVAÇÃO ATÉ 2020.	144
FIGURA 132 - PREVISÃO DOS DESLOCAMENTOS RADIAIS ATÉ 2040, PARA OS CENÁRIOS OTIMISTA E PESSIMISTA, DOS PONTOS CORRESPONDENTES ÀS BASES DE LEITURA DO FIO DE PRUMO 1 ÀS COTAS 405,00 M, 379,00 M E 365,00 M, INCLUINDO OS DADOS OBSERVADOS DA OBSERVAÇÃO ATÉ 2020.	145
FIGURA 133 - PREVISÃO DOS DESLOCAMENTOS RADIAIS ATÉ 2040, PARA OS CENÁRIOS OTIMISTA E PESSIMISTA, DOS PONTOS CORRESPONDENTES ÀS BASES DE LEITURA DO FIO DE PRUMO 1 ÀS COTAS 350,00 M E 330,00 M, INCLUINDO OS DADOS OBSERVADOS DA OBSERVAÇÃO ATÉ 2020.	146
FIGURA 134 - PREVISÃO DOS DESLOCAMENTOS RADIAIS ATÉ 2040, PARA OS CENÁRIOS OTIMISTA E PESSIMISTA, DOS PONTOS CORRESPONDENTES ÀS BASES DE LEITURA DO FIO DE PRUMO 3 ÀS COTAS 405,00 M, 379,00 M E 365,00 M, INCLUINDO OS DADOS OBSERVADOS DA OBSERVAÇÃO ATÉ 2020.	147
FIGURA 135 - PREVISÃO DOS DESLOCAMENTOS RADIAIS ATÉ 2040, PARA OS CENÁRIOS OTIMISTA E PESSIMISTA, DOS PONTOS CORRESPONDENTE À BASE DE LEITURA DO FIO DE PRUMO 3 À COTA 350,00 M, INCLUINDO OS DADOS OBSERVADOS DA OBSERVAÇÃO ATÉ 2020.	148
FIGURA 136 - PREVISÃO DO DESLOCAMENTO VERTICAL ATÉ 2040, PARA OS CENÁRIOS OTIMISTA E PESSIMISTA, DO PONTO CORRESPONDENTE À MARCA DE NIVELAMENTO NO BLOCO 6D, INCLUINDO OS DADOS OBSERVADOS DA OBSERVAÇÃO ATÉ 2020.	148

FIGURA 137 - PREVISÃO DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS ATÉ 2040, PARA OS CENÁRIOS OTIMISTA E PESSIMISTA, DOS PONTOS CORRESPONDENTE ÀS MARCAS DE NIVELAMENTO NOS BLOCOS 3D, 1D E 1E, INCLUINDO OS DADOS OBSERVADOS DA OBSERVAÇÃO ATÉ 2020.	149
FIGURA 138 - PREVISÃO DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS ATÉ 2040, PARA OS CENÁRIOS OTIMISTA E PESSIMISTA, DOS PONTOS CORRESPONDENTE ÀS MARCAS DE NIVELAMENTO NOS BLOCOS 3E E 6E, INCLUINDO OS DADOS OBSERVADOS DA OBSERVAÇÃO ATÉ 2020.	150
FIGURA 139 – TENSÕES PRINCIPAIS NO PARAMENTO DE MONTANTE DA BARRAGEM DEVIDAS ÀS AÇÕES DO PESO PRÓPRIO, PRESSÃO HIDROSTÁTICA E EXPANSÕES EM 2040, PARA O CENÁRIO OTIMISTA (EM CIMA) E PARA O CENÁRIO PESSIMISTA (EM BAIXO).....	151
FIGURA 140 – TENSÕES PRINCIPAIS NO PARAMENTO DE JUSANTE DA BARRAGEM DEVIDAS ÀS AÇÕES DO PESO PRÓPRIO, PRESSÃO HIDROSTÁTICA E EXPANSÕES EM 2040, PARA O CENÁRIO OTIMISTA (EM CIMA) E PARA O CENÁRIO PESSIMISTA (EM BAIXO).....	152
FIGURA 141 - TENSÕES PRINCIPAIS NO BLOCO CENTRAL DA BARRAGEM DEVIDAS ÀS AÇÕES DO PESO PRÓPRIO, PRESSÃO HIDROSTÁTICA E EXPANSÕES EM 2040, PARA O CENÁRIO OTIMISTA E PARA O PESSIMISTA. CORTE TRANSVERSAL PELO BLOCO 1D.	152

Índice de Tabelas

TABELA 1 – FATORES QUE CONDICIONAM O COMPORTAMENTO TÉRMICO NAS BARRAGENS EM FASE DE EXPLORAÇÃO (ADAPTADO DE LNEC, 2012).....	32
TABELA 2 - MÓDULOS DE DEFORMABILIDADE (GPa) DA ROCHA DA FUNDAÇÃO DA BARRAGEM, OBTIDOS EM ENSAIOS LABORATORIAIS.....	46
TABELA 3 - VALORES DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO OBTIDOS EM PROVETES DE BETÃO DE $20 \times 20 \times 60$ (cm ³), EM MPa.....	47
TABELA 4 - VALORES DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO OBTIDOS EM PROVETES DE BETÃO DE $20 \times 20 \times 20$ (cm ³), EM MPa.....	47
TABELA 5 - VALORES DO MÓDULO DE ELASTICIDADE OBTIDOS EM PROVETES DE BETÃO DE $20 \times 20 \times 60$ (cm ³), EM GPa.	48
TABELA 6 – VALORES DO MÓDULO DE ELASTICIDADE OBTIDOS EM PROVETES DE BETÃO DE $20 \times 20 \times 40$ (cm ³), EM GPa.	48
TABELA 7 – VALORES DO MÓDULO DE ELASTICIDADE OBTIDOS EM PROVETES CILÍNDRICOS ($\varnothing=15$ cm; H=30 cm), EM GPa.....	49
TABELA 8 - IDENTIFICAÇÃO DOS PIEZÓMETROS DA BARRAGEM DA BEMPOSTA.	58
TABELA 9 - VALORES DOS PARÂMETROS DAS FUNÇÕES HARMÓNICAS REPRESENTATIVAS DA TEMPERATURA DA ÁGUA DA ALBUFEIRA A DIFERENTES COTAS.	66
TABELA 10 - VALORES DOS PARÂMETROS DAS FUNÇÕES EXPONENCIAIS AJUSTADOS ÀS EXTENSÕES OBSERVADAS NOS EXTENSÓMETROS CORRETORES.....	70
TABELA 11 - PARÂMETROS DAS CURVAS DE EVOLUÇÃO DAS EXPANSÕES LIVRES USADAS NO CÁLCULO.	102
TABELA 12 - PARÂMETROS DAS CURVAS DE EVOLUÇÃO DAS EXPANSÕES LIVRES, PARA OS CENÁRIOS OTIMISTA E PESSIMISTA.	143

(Página intencionalmente deixada em branco)

Introdução

1.1. As barragens

1.1.1. Enquadramento histórico das barragens

As barragens existem desde os primórdios da civilização. Inicialmente, para além de serem construídas com o objetivo de evitar inundações, estas estruturas eram também usadas como formas engenhosas de desviar água dos cursos dos rios para abastecer as populações e apoiar as atividades agrícolas e pecuárias.

De facto, vestígios de uma possível pequena barragem foram encontradas em *Jawa*, na Mesopotâmia, a leste do *Black Desert*, atual Jordânia. De acordo com registos arqueológicos e ruínas ainda existentes, trata-se de uma barragem construída com aterro, com cerca de 80 m de comprimento e entre 4 e 5 m de altura. Foi construída no final do 4º milénio A.C., sendo, até ao momento, considerada a barragem mais antiga construída pelo Homem (Quintela et al., 1986). Esta barragem foi construída com dois objetivos principais: evitar inundações e abastecer as populações localizadas nas proximidades. Para tal, o curso do rio *Wadi Rajil* foi desviado para uma caverna natural, na qual a água ficava armazenada, servindo de auxílio nas épocas secas. Com esta reserva de água, a cidade de *Jawa* prosperou durante 1500 anos.

Em 2700 A.C, e muito possivelmente com os mesmos objetivos da barragem de *Jawa*, designadamente evitar inundações e abastecer as populações, os egípcios iniciaram a construção da primeira grande barragem conhecida. Esta estrutura, designada por barragem de *Sadd el-Kafara* (também conhecida por barragem dos infiéis), estava localizada a 30 km a sul do Cairo e tinha cerca de 15 m de altura, 32 m de largura e 111 m de comprimento (FIGURA 1). A barragem, de alvenaria e aterro, tinha forma simétrica trapezoidal e foi construída com cerca de 60 000 toneladas de terra e pedra. O mesmo tipo de pedra foi usado, na mesma época, na construção das famosas pirâmides do Egito.



FIGURA 1 – Ruínas da barragem de *Sadd el-Kafara*, a sul do Cairo, Egito (adaptado de *International Database and Gallery of Structures*).

Esta barragem, que não dispunha de túnel ou canal de desvio provisório do rio, entrou em rotura durante a construção devido a galgamento, tendo parte dos materiais sido arrastados pelas águas (Quintela et al., 1986). Atualmente, as ruínas existentes correspondem a cerca de 30 a 40% do volume da barragem.

Os romanos foram também grandes precursores da construção de barragens. Além de construírem barragens de contrafortes, introduziram a forma triangular para as barragens gravidade, mostrando a vantagem de considerar a aresta vertical do lado de montante. Esta técnica foi mais tarde aperfeiçoada pelos franceses, em meados do século XIX. Em Portugal, os romanos também tiveram um papel de destaque neste tipo de construções. A maior parte das barragens de construção romana em território nacional são do tipo gravidade, tendo algumas mais de 10 m de altura.

Devido ao aparecimento de novos materiais, nomeadamente do betão, mais fáceis de usar, e às inovações tecnológicas, particularmente nos meios mecânicos associados à construção, a forma das barragens foi evoluindo, passando de simples muros gravíticos para estruturas com contrafortes e em arco, que podem ter muitas dezenas de metros de altura e comprimento, possibilitando a retenção de grandes volumes de água.

Os caudais dos rios portugueses são, em geral, durante o verão, reduzidos. Por essa razão, grande parte das cerca de 250 grandes barragens existentes em território nacional têm um papel fundamental no armazenamento de água, tanto para abastecimento público como para a irrigação. A barragem do Alqueva constitui um exemplo de uma estrutura que permitiu criar uma reserva estratégica de água e potenciar o desenvolvimento agrícola da região em que está inserida, estando atualmente implementados cerca de 120 000 hectares de regadio, numa zona em que, antes da construção da barragem, a disponibilidade de água para abastecimento e rega era escassa (FIGURA 2).



FIGURA 2 - Fotografias de satélite da albufeira da barragem do Alqueva antes (em 2000, à esquerda) e depois (em 2016, à direita) da sua construção (retirado do *Google Earth pro*).

A partir do século XX as barragens passaram a servir diversos propósitos, sendo um dos mais relevantes a produção de energia hidroelétrica. De acordo com a WCD (*World Commission on Dams*), cerca de 19% da energia usada no mundo provém de centrais associadas às barragens e, desde o ano 2000, mais de metade da energia produzida por cerca de um terço dos países é de origem hidroelétrica.

Por outro lado, as grandes barragens têm impactos ambientais significativos, uma vez que alagam os vales a montante e interrompem o curso dos rios, o que provoca a destruição de *habitats* e impede a passagem das espécies, tendo, assim, repercussões relevantes nos ecossistemas, designadamente na fauna e na flora.

Ao longo dos anos tem-se assistido a uma crescente preocupação da sociedade relativamente aos impactos ambientais e aos riscos associados às barragens, nomeadamente os sísmicos e de cheias, pelo que têm vindo a ser adotadas medidas de mitigação do seu impacto ambiental, com a construção de passagens de peixes, e também do controlo da segurança estrutural, que têm contribuído para a sustentabilidade destas estruturas.

1.1.2. Tipos de barragens

1.1.2.1. Considerações iniciais

As barragens podem ser classificadas de acordo com diversos critérios, nomeadamente quanto aos materiais de construção, à forma estrutural, à dimensão, à capacidade de armazenamento, ao potencial de dano a jusante e, por último, à sua finalidade.

A ICOLD (*International Commission on Large Dams*), usa a definição de grande barragem para as obras com altura superior a 15 m, medidos desde a fundação até ao coroamento, ou entre 5 e 15 m desde que forme uma albufeira com mais de 3 milhões de metros cúbicos de água. Até abril de 2020, existiam 58 713 grandes barragens no mundo. Na legislação portuguesa, o Regulamento de Segurança de Barragens (RSB, 2018) classifica estas estruturas de acordo com a sua perigosidade e dos danos potenciais associados à onda de inundação correspondente ao cenário de rotura mais desfavorável.

Relativamente ao material de construção, as barragens podem ser classificadas em três grandes grupos: betão, alvenaria e aterro. As barragens de betão e alvenaria são, usualmente, utilizadas em vales estreitos com fundações rochosas, enquanto que as barragens de aterro, que

exigem um volume maior de material de construção, são normalmente usadas em vales mais largos e quando as fundações são constituídas por maciços rochosos de pior qualidade ou por maciços terrosos.

As barragens de betão, tal como as de aterro, podem ser divididas em vários subtipos. Apresentam-se, nos números seguintes, os vários tipos de barragens de betão, de acordo com a sua forma estrutural.

1.1.2.2. Barragens gravidade

As barragens gravidade são estruturas de perfil aproximadamente triangular, que resistem aos impulsos da pressão hidrostática através do seu próprio peso, transmitindo as solicitações à fundação.

Tal como os restantes tipos de barragens de betão, são geralmente construídas com blocos de betão separados por juntas de contração verticais, o que permite evitar a formação de fissuras de origem térmica. Cada bloco das barragens gravidade deve ser estável, independentemente dos blocos adjacentes.

Para o caso de perfis gravidade de altura considerável, são necessárias grandes quantidades de betão, podendo nestes casos optar-se por um perfil vazado (barragem gravidade aligeirada), tal como acontece com a barragem do Torrão no rio Tâmega (FIGURA 3). Para além da vantagem económica, associada à diminuição dos volumes de betão, o vazamento junto da fundação tem ainda a vantagem de permitir a redução das subpressões.

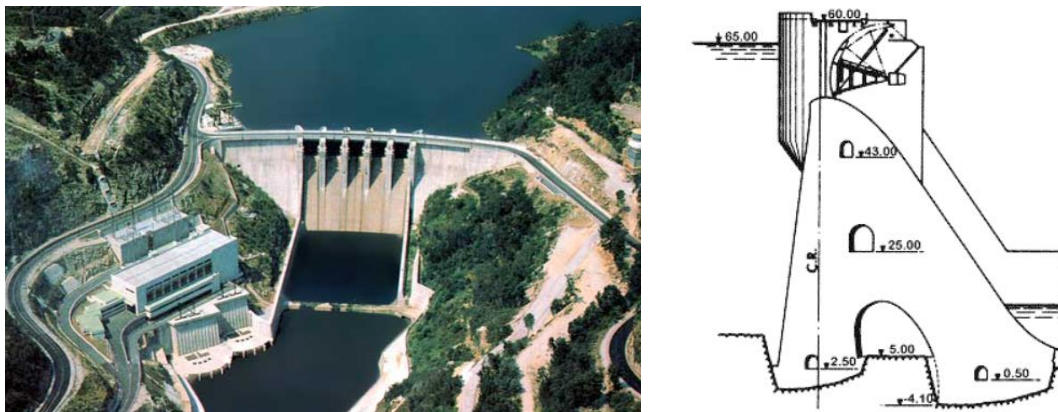


FIGURA 3 - Barragem do Torrão. Vista de jusante, à esquerda, e perfil, à direita (adaptado da Agência Portuguesa do Ambiente).

1.1.2.3. Barragens de contrafortes

Na FIGURA 4, apresenta-se a barragem do Caia como exemplo de uma barragem de contrafortes.

As barragens de contrafortes são constituídas por almas com perfil gravidade, ligadas a montante por cabeças ou por lajes, que constituem os elementos de retenção da água. Podem apresentar, ou não, ligeira curvatura em planta. Geralmente, são construídas em vales largos e suaves.

Em geral, o paramento de montante é inclinado (entre 25° a 30°), sendo o impulso da pressão da hidrostática dirigido para a fundação. Os contrafortes deverão ter, assim, boas condições de fundação.

Relativamente às barragens gravidade, a quantidade de betão necessária para a construção das barragens de contrafortes é menor, sendo, no entanto, necessárias maiores quantidades de armaduras e de cofragens.

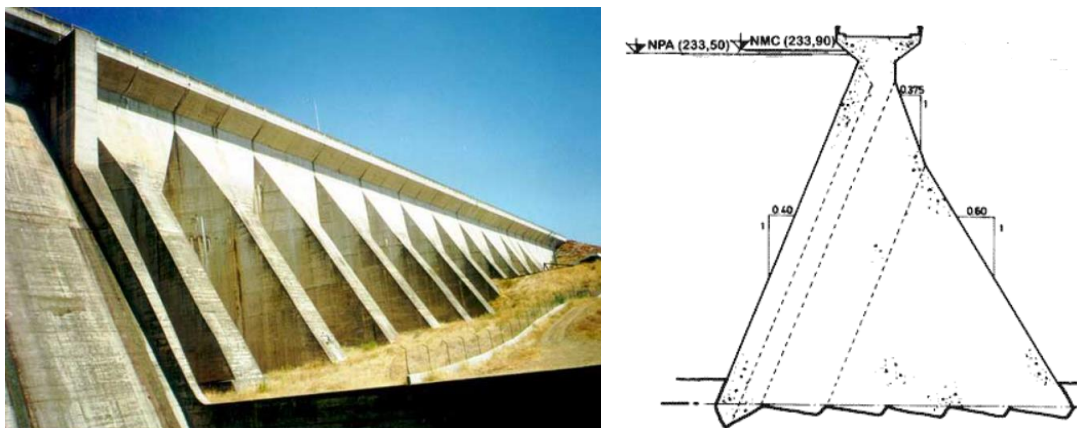


FIGURA 4 - Barragem do Caia. Vista de jusante, à esquerda, e perfil do contraforte, à direita (adaptado da Agência Portuguesa do Ambiente).

1.1.2.4. Barragens abóbada

As barragens abóbada podem ser classificadas como de curvatura simples e de dupla curvatura, sendo normalmente usadas quando o maciço rochoso de fundação é de boa qualidade e o vale é estreito. Estas barragens funcionam através de arcos horizontais, transferindo os impulsos da água para as encostas, e também através de consolas verticais encastradas na base. Correspondem a soluções mais esbeltas, sendo a quantidade de betão menor que a usada nas barragens gravidade.

As barragens de abóbadas múltiplas são um caso particular das barragens de contrafortes, nas quais a estrutura de retenção é formada por abóbadas apoiadas nos contrafortes. A solução de abóbadas múltiplas é usada em vales mais largos. São estruturas que requerem um trabalho enorme de cofragem.

A barragem do Baixo Sabor constitui um bom exemplo de uma barragem abóbada de dupla curvatura (FIGURA 5).

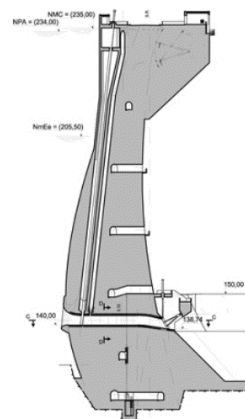


FIGURA 5 - Barragem do Baixo Sabor. Vista da margem direita, à esquerda, e consola central, à direita. (adaptado da Agência Portuguesa do Ambiente).

A barragem da Aguieira (FIGURA 6), no rio Dão é, em Portugal, o caso mais notável das barragens de abóbadas múltiplas. As três abóbadas transferem os impulsos da pressão hidrostática para as encostas e para os dois contrafortes, que por sua vez os transferem para a fundação.

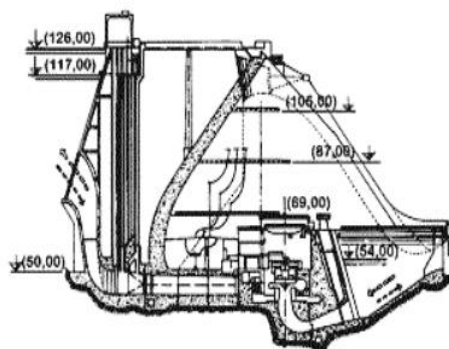
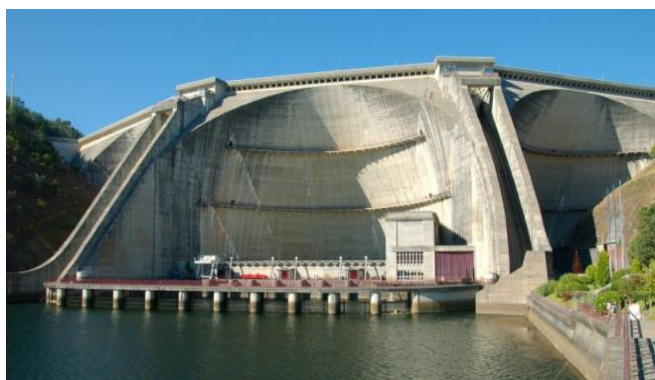


FIGURA 6 - Barragem da Aguieira. Vista de jusante, à esquerda, e perfil da abóbada central, à direita (adaptado da Agência Portuguesa do Ambiente).

1.1.2.5. Barragens arco-gravidade

A solução do tipo arco-gravidade resultou da adaptação de barragens abóbada a vales mais largos. É caracterizada por perfis triangulares (vazados ou não), mas mais esbeltos que nas barragens gravidade, sendo em planta definidas por arcos.

Os esforços são transmitidos às encostas pelos arcos horizontais e à fundação pelo perfil de gravidade. O efeito de arco permite utilizar perfis com paramentos de jusante mais inclinados relativamente às barragens gravidade, o que se traduz numa diminuição considerável do volume de betão usado na construção das obras.

Em Portugal, um dos exemplos de barragens arco-gravidade é a barragem da Bemposta, que servirá de caso de estudo no presente trabalho. Tem a particularidade de ser vazada no seu trecho inferior central. Outro exemplo é a barragem de Castelo do Bode, no rio Zêzere, que tem um perfil maciço (FIGURA 7).

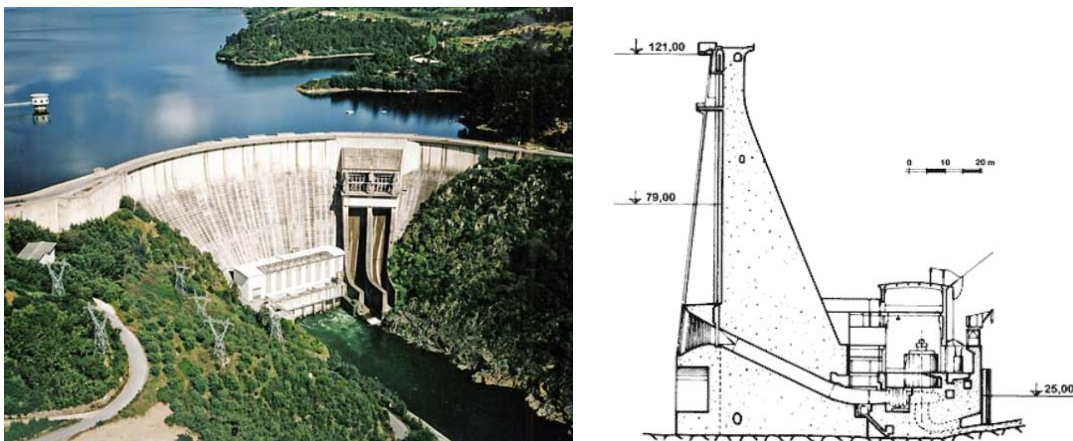


FIGURA 7 - Barragem de Castelo de Bode. Vista de jusante, à esquerda, e perfil, à direita (adaptado da Agência Portuguesa do Ambiente).

1.2. Motivação e objetivos da dissertação

Existe atualmente um número considerável de barragens afetadas por reações químicas expansivas do betão de origem interna. Estas reações provocam a deterioração do betão, podendo as barragens afetadas, nos casos extremos, deixar de cumprir os requisitos de funcionalidade e segurança exigidos para este tipo de estruturas.

Este problema tem requerido um interesse crescente pelas comunidades técnica e científica, nomeadamente no que respeita à evolução das reações a médio e longo prazo e aos seus efeitos estruturais, particularmente nas suas implicações em termos de preservação da funcionalidade e segurança das obras.

Em Portugal foi já identificada a existência de reações expansivas significativas do betão de 19 grandes barragens (Batista e Piteira Gomes, 2016), das quais oito são abóbadas, sete são gravidade, três de contrafortes e uma é arco-gravidade (barragem da Bemposta). As barragens abóbada e gravidade, por serem as afetadas em maior número, têm sido as mais estudadas. Por outro lado, o conhecimento do comportamento de barragens do tipo arco-gravidade é mais escasso, não existindo na bibliografia nacional trabalhos publicados sobre o comportamento deste tipo obras, quando afetadas por reações expansivas.

Com a presente dissertação pretende-se contribuir para melhorar o conhecimento sobre os efeitos estruturais das reações expansivas em barragens arco-gravidade, usando como caso de estudo a barragem da Bemposta.

Para interpretar o comportamento da obra e identificar os efeitos estruturais das reações expansivas, foi desenvolvido um modelo numérico tridimensional da barragem e fundação, utilizando o método de elementos finitos. Foram considerados os efeitos da pressão hidrostática, das variações térmicas e das expansões, bem como a evolução das propriedades do betão ao longo do tempo, nomeadamente da fluência e relaxação. A calibração do modelo numérico foi apoiada nos resultados da observação da obra.

Na malha de elementos finitos foram usados elementos hexaédricos de 27 pontos nodais no corpo da barragem e elementos tetraédricos de 10 pontos nodais na fundação. Refere-se que é

a primeira vez, no LNEC, que são usados estes dois tipos de elementos no mesmo modelo, para o estudo do comportamento de uma barragem. A vantagem desta opção é que malhas complexas da fundação podem ser geradas de forma totalmente automática a partir da malha da barragem.

1.3. Organização da dissertação

Esta dissertação está organizada em 8 capítulos, sendo o primeiro constituído pela presente introdução, na qual são apresentadas as barragens de betão, o seu enquadramento histórico e a motivação do trabalho.

No segundo capítulo descrevem-se as reações químicas expansivas do betão, os fatores que as influenciam e o seu diagnóstico.

No terceiro capítulo apresentam-se os métodos usados na modelação estrutural e térmica.

No quarto capítulo é apresentada a barragem da Bemposta, referindo-se as suas principais características, os órgãos de segurança e os materiais que a compõe. É ainda apresentado o sistema de observação da barragem.

No quinto capítulo analisa-se qualitativamente o comportamento observado da barragem, designadamente a evolução das ações e da resposta estrutural da obra.

No sexto capítulo apresentam-se os principais resultados da exploração dos modelos estrutural e térmico, comparando-se os resultados da observação e da modelação numérica.

No sétimo capítulo faz-se a previsão do comportamento da obra para um horizonte de 20 anos.

Por último, no oitavo capítulo apresentam-se as principais conclusões do estudo realizado e são dadas sugestões relativamente à mitigação do processo expansivo na barragem da Bemposta.

Reações expansivas em estruturas de betão

2.1. Considerações gerais

As estruturas em betão são projetadas e construídas com o objetivo de terem um tempo de vida útil bastante longo, geralmente 50 anos, para obras correntes, e 100 anos, para o caso de estruturas com maior exigência do ponto de vista funcional, económico e social.

No entanto, a durabilidade do betão pode ser afetada por processos de deterioração, provocados por ações de natureza física, como a ação gelo-degelo, ou química, designadamente as reações entre os próprios constituintes do betão e/ou agentes externos, como ácidos e sulfatos. Quando as reações ocorrem entre os próprios constituintes do betão, são de origem interna, mas podem ser potenciadas por fatores exteriores.

Nos últimos anos têm sido identificados, em numerosas estruturas, processos de deterioração do betão devidos a reações químicas de origem interna que provocam expansões no betão. Estas expansões originam tensões internas no betão e, consequentemente, o desenvolvimento de fissuras, que acarreta a deterioração precoce do betão e das armaduras, diminuindo, assim, o tempo de vida útil da obra.

Na FIGURA 8 mostra-se a fissuração que existia num dos arcos de suporte do tabuleiro do viaduto Duarte Pacheco, causada por uma reação expansiva, do tipo álcalis-silica.

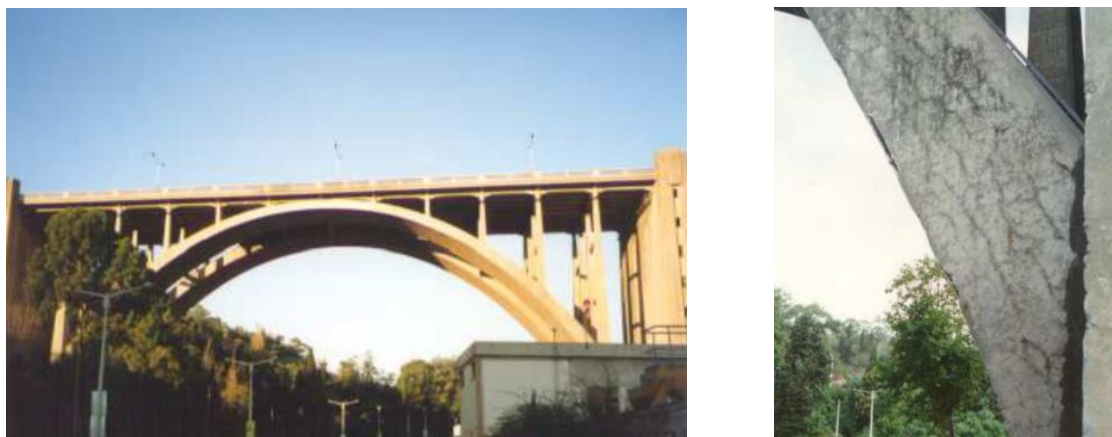


FIGURA 8 – Pormenor (do lado direito) da fissuração existente num arco do viaduto Duarte Pacheco (representado do lado esquerdo), em Lisboa, antes das obras de reabilitação da década de 1990 (adaptado de Santos Silva et al., 2012).

No que respeita às barragens de betão, os primeiros casos de estruturas portuguesas afetadas por reações expansivas foram identificados pelo LNEC na década de 1980, nas barragens de Pracana e Alto Ceira. Existem atualmente pelo menos 19 grandes barragens de betão afetadas por reações expansivas (FIGURA 9) (Batista e Piteira Gomes, 2014). Por outro lado, nas barragens construídas nos últimos 30 anos não se identificaram, até ao momento, processos expansivos, o que pode dever-se ao melhor conhecimento sobre as formas de prevenir estas reações e também ao facto dos efeitos estruturais deste tipo de reações demorarem muitos anos a mostrar-se.

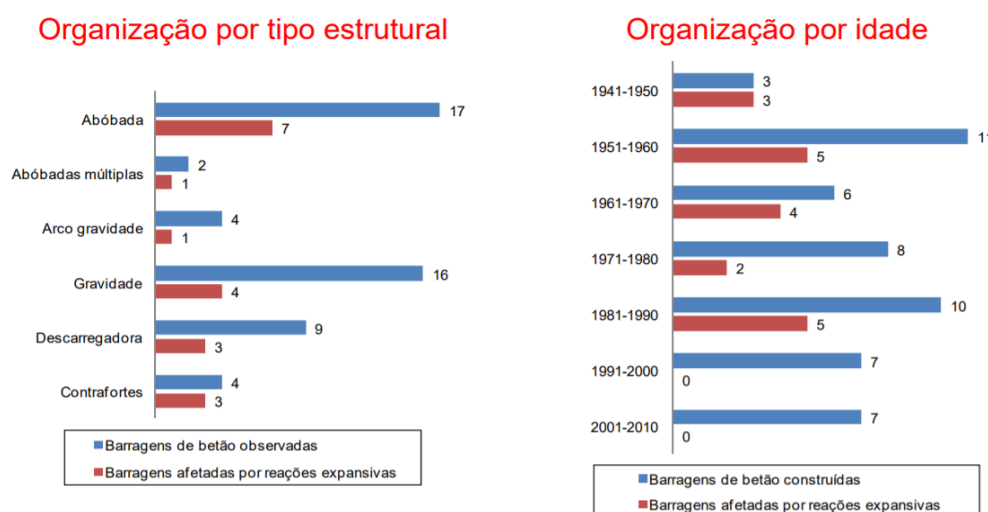


FIGURA 9 - Barragens em Portugal afetadas por reações expansivas no betão, organizadas por tipo estrutural e idade (adaptado de Batista e Piteira Gomes, 2014).

Neste capítulo descrevem-se os principais tipos de reações expansivas, os fatores que influenciam o desenvolvimento destas reações e as principais evidências que permitem efetuar o diagnóstico das estruturas afetadas.

2.2. Tipos de reações expansivas do betão

2.2.1. Aspectos gerais

As reações químicas que provocam expansões internas no betão são, essencialmente, de dois tipos: a reação sulfática de origem interna (RSI) e a reação álcalis-agregado (RAA). A reação álcalis-agregado pode ainda ser dividida em reação álcalis-carbonato (RAC), reação álcalis-silicato e reação álcalis-sílica (RAS).

As reações sulfáticas de origem interna (RSI) estão geralmente associadas à libertação tardia dos sulfatos do cimento, com formação de etringite secundária ou retardada, devido à exposição do betão a temperaturas elevadas durante a cura e endurecimento (Antunes, 2010).

As reações álcalis-agregado (RAA) são reações entre os iões alcalinos presentes no cimento e os carbonatos ou sílica reativa dos agregados, no caso das reações álcalis-carbonato (RAC) e álcalis-sílica (RAS), respetivamente.

Pelo facto de as reações álcalis-sílica serem as mais comuns e de a barragem estudada nesta dissertação estar afetada por este tipo de reações, nos pontos seguintes, em que se descrevem, de forma sumária, as várias reações expansivas, será dado maior ênfase à reação álcalis-sílica.

2.2.2. Reações sulfáticas internas

No ataque interno de sulfatos ao betão, também conhecido como reação sulfática de origem interna (RSI), os sulfatos são provenientes dos constituintes do betão, não sendo, portanto, necessária uma fonte externa de sulfatos.

A reação sulfática de origem interna pode manifestar-se quando os constituintes que formam o betão são fornecedores de sulfatos e no caso de se terem atingido temperaturas elevadas durante a presa e início do endurecimento do betão (temperaturas superiores a 65°). A RSI tem, na sua génese, principalmente, a formação da etringite, que possui características expansivas.

A etringite ($3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$), formada na primeira etapa de hidratação do cimento, é expansiva, mas não prejudica a estrutura interna do betão, pois ocorre numa fase em que o betão tem deformabilidade suficiente para acomodar essas expansões.

A formação da etringite numa fase mais tardia da hidratação, nomeadamente quando o betão experimenta temperaturas elevadas durante a cura, provoca uma reorganização e libertação tardia dos sulfatos presentes no cimento, o que, aliado a ambientes húmidos, leva à formação da denominada etringite retardada (FIGURA 10), também conhecida por DEF (*Delayed Etringite Formation*). Refere-se ainda que o fornecimento de sulfatos pode ter outras origens, como a oxidação das pirites contidas nos agregados ou a contaminação dos agregados (Antunes, 2010).



FIGURA 10 -Formação da etringite retardada (adaptado de *Tecnosil*).

Para que ocorram reações sulfáticas internas são necessários três fatores (Soares, 2014):

- i. Liberação tardia dos sulfatos;
- ii. Humidade no betão;
- iii. Microfissuração.

A água desempenha um papel essencial no desenrolar da reação pois trata-se do meio reacional que intervém não só nos processos de transferência de agentes químicos como na formação dos produtos da reação. Este processo de transferência é realizado pelos movimentos da água no transporte de sulfatos livres, que são transportados para onde ocorre a reação, acelerando-a deste modo.

A microfissuração, formada durante a secagem do betão ou originada pelas elevadas temperaturas durante a cura, promove as reações internas uma vez que facilita a percolação de água e o transporte dos agentes reativos. Por outro lado, as reações provocam a expansão e fissuração do betão, o que por sua vez promove a reação.

2.2.3. Reações álcalis-sílica

As reações álcalis-sílica ocorrem entre a sílica reativa dos agregados e os iões alcalinos, sódio (Na^+), cálcio (Ca) e potássio (K^+), e hidróxidos, presentes na solução intersticial do betão e resultantes da hidratação do cimento. O ataque destes iões à estrutura da sílica mal cristalizada rompe as ligações da sílica (Si-O-Si), permitindo a sua dissolução e produzindo um gel silicato alcalino de sódio, de cálcio ou de potássio, que expande ao absorver água. A velocidade da reação depende da concentração dos iões alcalinos na solução intersticial e da organização da estrutura cristalina da sílica.

Os geles, que têm grande capacidade de absorção de água, geram forças expansivas, que por sua vez produzem tensões de tração no interior do betão, o que provoca a fendilhação (FIGURA 11) (Santos Silva, 2009).

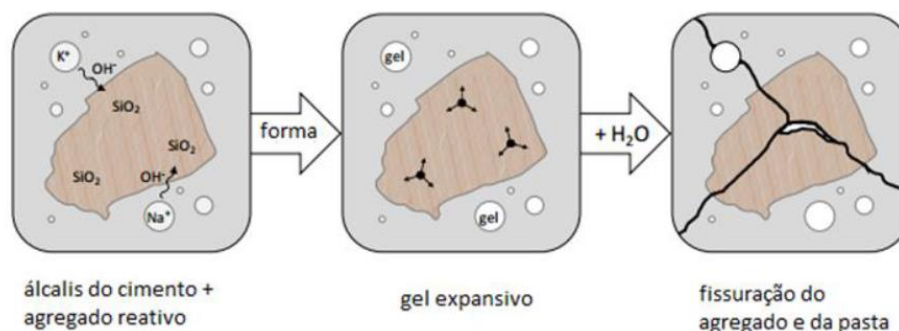


FIGURA 11 - Mecanismos da formação da fissuração na reação álcali-silica (adaptado de Deschenes, 2009).

Na FIGURA 12 apresenta-se uma curva tipo da evolução das expansões provocadas pelas reações álcali-silica, estando identificados quatro estágios. No estágio I a reação ocorre na envoltura do agregado, sem causar, ainda, expansões com significado. No estágio II iniciam-se os efeitos expansivos com a formação dos geles nos poros dos agregados do betão. Estes geles, que se encontram confinados, exercem pressões nos poros, criando fissuras nos agregados. A taxa de expansão neste estágio aumenta rapidamente. No estágio III já é possível identificar evidências do processo de deterioração, uma vez que as fissuras se começam a espalhar pela estrutura interna do betão. Estas fissuras aumentam, em tamanho e quantidade. Este estágio caracteriza-se por expansões com taxas aproximadamente constantes, podendo ser visíveis danos severos nas estruturas. No IV e último estágio verifica-se a ocorrência de danos severos nos elementos de betão, chegando-se à perda de integridade estrutural.

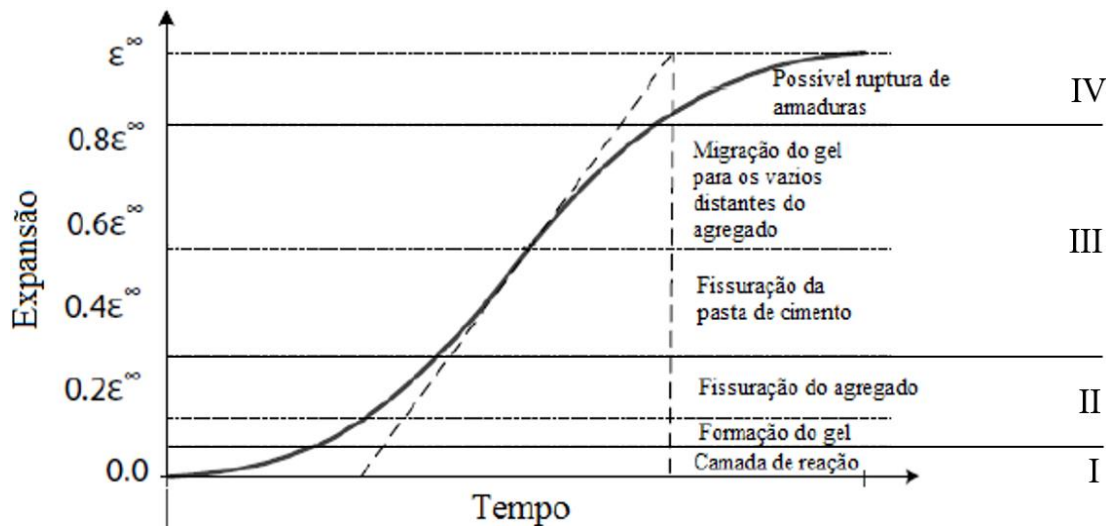


FIGURA 12 - Evolução das expansões nas reações álcali-silica (adaptado de Balabuch et Posterlly, 2017 citando Saouma et al, 2014)

A formação e o desenvolvimento das reações álcali-silica são influenciados por fatores de origem interna, relacionados com a composição do betão, e de origem externa, relacionados com fatores ambientais e com o estado de tensão, nomeadamente:

- i. Sílica reativa dos agregados do betão;
- ii. O teor em álcalis do cimento usado no betão;
- iii. A disponibilidade de água;

- iv. A temperatura;
- v. O estado de tensão.

A existência de sílica reativa é um fator essencial para o aparecimento e desenvolvimento de RAS. A sílica apresenta-se de diversas formas, de acordo com a velocidade de arrefecimento do magma que lhe deu origem. O granito é, em geral, considerado potencialmente reativo quando exibe quartzo fortemente deformado ou microcristalino ou quando contém vénulas de opala ou calcedónia. A opala é uma forma de sílica amorfa altamente reativa, estando por isso muitas vezes associada ao aparecimento de reações expansivas.

Refere-se que a expansão aumenta com a quantidade de sílica reativa, mas até um determinado limite. A partir de um certo ponto de inflexão, verifica-se que a produção de gel tende a diminuir com o aumento da quantidade de sílica presente nos agregados, existindo um “intervalo ideal” de sílica nos agregados que origina a máxima expansão no betão. A este intervalo ideal dá-se o nome, correntemente, de “conteúdo péssimo” (Soares, 2014).

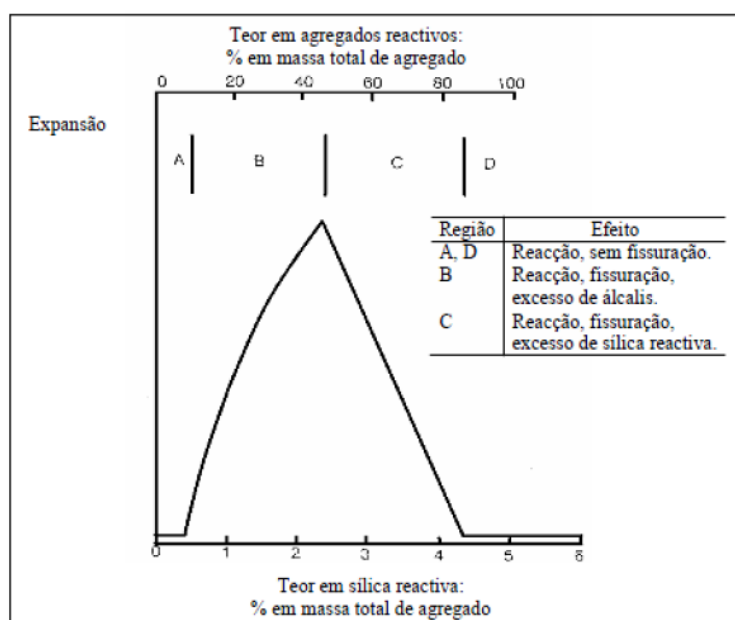


FIGURA 13 – Conteúdo péssimo de sílica reativa nas reações álcalis-sílica (adaptado de Custódio e Gonçalves, 2010).

O teor em álcalis do cimento é também um fator decisivo para a existência de reações expansivas, uma vez que a concentração de iões de cálcio, potássio e sódio está diretamente ligada à formação de RAS.

A água é um duplo fator impulsionador da reação interna no betão. Por um lado, funciona como reagente que acelera o processo de expansão no momento da formação dos produtos da reação e, por outro lado, funciona como meio de transporte dos iões reativos (Soares, 2014, citando Santos Silva, 2005).

Os fatores climáticos, nomeadamente a temperatura e humidade do ar, são aceleradores do processo expansivo. A temperatura aumenta a energia cinética das moléculas e, por consequência,

aumenta a velocidade da reação, tal como é esquematizado na FIGURA 14. A humidade aumenta a disponibilidade de água, como sugere a FIGURA 15.

A FIGURA 14 mostra o efeito da temperatura no desenvolvimento das expansões livres em dois provetes, um conservado a 38°C e outro a 23°C. O gráfico mostra que as expansões ocorrem mais rapidamente no provete conservado a 38°C.

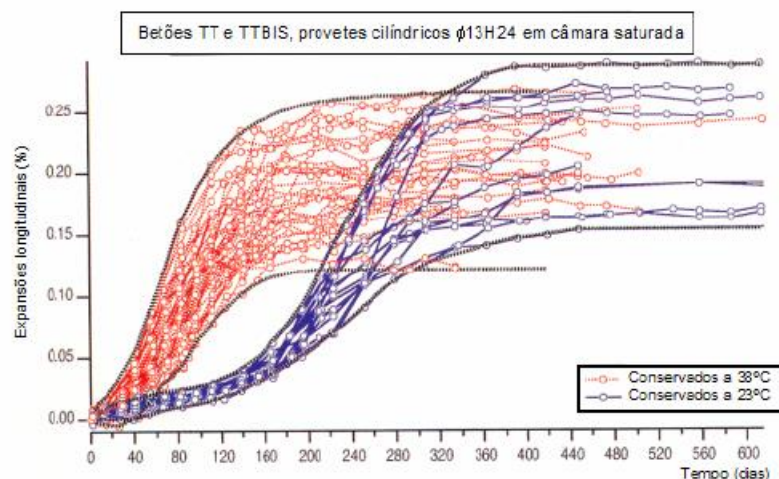


FIGURA 14 - Influência da temperatura na expansão livre de betões reativos, submetidos a temperaturas de 23°C, a azul, e 38°C, a vermelho (adaptado de Larive, 1998).

Relativamente à influência da humidade, a FIGURA 15 mostra as expansões longitudinais de quatro provetes sujeitos a diferentes condições de humidade, onde é possível identificar que o provete 592, protegido com folha de alumínio (impedindo a passagem de água para o seu interior) sofre menos expansões do que o provete 19, mantido em condições de elevada humidade.

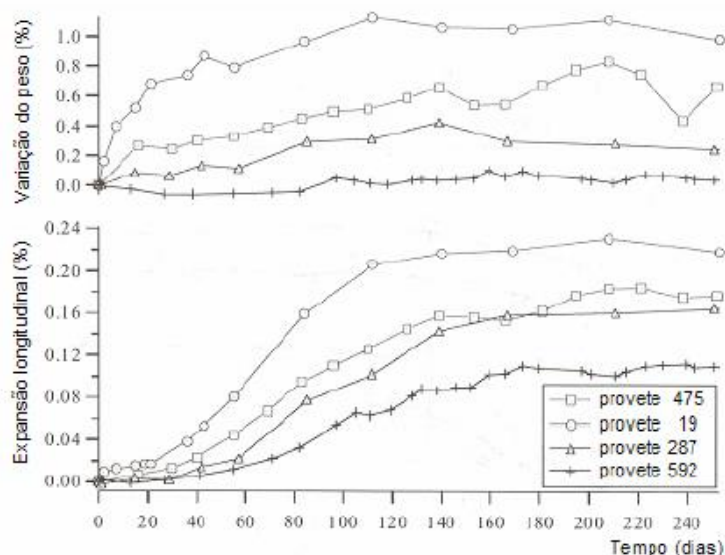


FIGURA 15 - Resultados de ensaios de expansibilidade em diferentes condições de humidade: provetes cilíndricos de betão reativo à temperatura de 38°C (proвете 592 protegido com folha de alumínio e provetes 475, 19 e 287 mantidos em diferentes condições de elevada humidade) (adaptado de Larive, 1998).

O estado de tensão influencia o desenvolvimento das reações expansivas, pelo facto de as tensões de compressão exercerem um efeito de confinamento sobre o desenvolvimento das expansões, como mostraram alguns dos trabalhos experimentais realizados por *Larive* (1998) e *Multon* (2003). Nestes trabalhos, foram submetidos provetes cilíndricos a ensaios de expansão acelerada, sujeitos a temperaturas de 38°C e a uma humidade relativa superior a 95%. Houve um conjunto de provetes que foi submetido a ensaios de expansão livre, para controlo, e três conjuntos foram sujeitos a tensões uniaxiais de compressão com valores de 5 MPa, 10 MPa e 20 MPa. Efetuaram-se medições das expansões longitudinais e das expansões transversais, tendo-se medido, no intervalo até 10 MPa, expansões volumétricas totais semelhantes, o que permitiu concluir que as deformações restringidas, por ação das cargas uniaxiais numa direção, eram compensadas pelo aumento de deformações nas direções perpendiculares não restringidas.

Também foi possível concluir que para tensões uniaxiais superiores a 10 MPa era impedida a expansão na direção da carga, tendo-se registado uma significativa redução da expansão volumétrica, embora sem interromper o processo expansivo (*Larive*, 1998).

Por último, refere-se que as estruturas de betão submetidas a ciclos de molhagem e secagem, expostas em ambientes quentes e húmidos e com superfícies em permanente contacto com a água ou com solos saturados, tendem a ser mais afetadas por estas reações.

2.2.4. Reações álcalis-silicato

As reações álcalis-silicato, muitas vezes também denominadas por reações álcalis-sílica de expansão lenta e retardada, apresenta semelhanças com as reações álcalis-sílica, no entanto “*o constituinte reativo do agregado presente não é sílica livre, mas sim a sílica presente como constituinte em sistemas siliciosos polifásicos como granitos e xistos*” (Soares, 2014, citando Santos Silva, 2005). Devido a estas semelhanças, muitas vezes estes dois tipos de reações são denominados conjuntamente por reação álcalis-sílica (RAS).

2.2.5. Reações álcalis-carbonato

As reações álcalis-carbonato envolvem a reação entre os iões hidroxilos e alcálicos com certas rochas sedimentares em que a *dolomite* presente entra em quantidade superior à do carbonato de cálcio (Santos Silva, 2005).

A reação implica uma decomposição do carbonato duplo de cálcio e magnésio em meio alcalino da solução do betão. O processo expansivo, que ocorre com extrema velocidade e grande fissuração do betão, não está associado à formação de geles com carácter expansivo, mas sim à decomposição do carbonato pela absorção da água pelos minerais argilosos das rochas sedimentares.

Refere-se, no entanto, que este tipo de reações acontece com menos frequência, não tendo grande expressão no nosso país.

2.3. Efeitos estruturais das reações expansivas em barragens de betão

2.3.1. Aspetos gerais

De modo a ser possível identificar as estruturas afetadas por reações álcali-sílica ou reações sulfáticas internas, é necessário conhecer os principais efeitos que estas reações provocam no betão e nas estruturas. Estes efeitos são usualmente identificados a partir da inspeção visual das superfícies do betão e, quando disponíveis, da análise dos resultados da observação das estruturas.

As principais evidências detetáveis em inspeção visual das superfícies são a existência de fissuração superficial tipo “craquelê”, a coloração das fendas e a existência de eflorescências dos geles formados, podendo existir também o empenamento dos órgãos de descarga. Por outro lado, a análise dos resultados da observação permite identificar evidências do aumento do volume do betão da estrutura, que, no caso de barragens de betão, consistem principalmente no fecho das juntas de contração e na existência de movimentos permanentes, de empolamento, no caso dos deslocamentos verticais, e para montante, no caso dos deslocamentos radiais.

No diagnóstico e análise do comportamento de estruturas afetadas por reações expansivas é importante a compilação de toda a informação existente sobre a obra, nomeadamente os elementos de projeto, construção e exploração, de que se destacam a composição do betão, as condições de exposição da obra e os resultados da monitorização e das inspeções.

Pelo facto dos sintomas das RAS e das RSI serem semelhantes, é necessário extrair carotes de betão para a realização de ensaios em laboratório que permitam identificar o tipo de reação em causa (FIGURA 16).

No estudo laboratorial dos betões é usualmente realizada a caracterização macroscópica e microscópica, por inspeções visuais das amostras e por análise petrográfica, respetivamente. Tendo em conta que as reações expansivas provocam a deterioração do betão, é importante avaliar as suas propriedades hidráulicas e mecânicas, através de ensaios de permeabilidade, absorção de água, resistência e módulo de elasticidade.

Para caracterização da reação expansiva e previsão da sua evolução futura, é ainda útil avaliar a reatividade potencial dos agregados presentes nas amostras, a solubilidade dos álcalis e o potencial remanescente de expansão do betão.

Em geral, as zonas das estruturas mais afetadas por RAS e RSI são as partes que estão em contacto com o solo, muitas vezes saturado, que se encontram mais expostas às intempéries, ou em contacto direto com a água, como por exemplo o paramento de montante das barragens, ou zonas em que as temperaturas do betão sejam, em média, superiores.



FIGURA 16 - Carote de betão retirado de uma estrutura afetada por reações expansivas, com evidências de zonas húmidas e poros parcialmente preenchidos por produtos da reação (adaptado de Cristino, 2007).

Nos pontos seguintes descrevem-se as principais evidências estruturais das reações expansivas internas do betão.

2.3.2. Fissuração *map-cracking*

As tensões induzidas pelas reações químicas expansivas de origem interna podem provocar a fissuração nas superfícies das estruturas do betão.

As barragens de betão, que apenas têm armaduras de pele no betão em massa, as reações álcalis-sílica provocam fissuração aleatória com abertura variável de fendas, podendo atingir alguns milímetros. Esta fissuração aleatória é muitas vezes denominada como “*map-cracking*” ou “*craquelê*”. Este tipo de fendilhação existe na barragem da Bemposta (FIGURA 17).



FIGURA 17 – Fissuração do tipo “*craquelê*” no coroamento do pilar 3D da barragem da Bemposta (adaptado de LNEC, 2020).

A fissuração tipo *craquelê* forma padrões poligonais, de malha densa e frequentemente hierarquizada (Almeida, 2015).

2.3.3. Coloração do betão

Quando existem reações expansivas de origem interna, é comum as fendas e as superfícies expostas à ação do ambiente terem coloração amareladas. Esta alteração da cor do betão é o resultado da lixiviação para a superfície dos álcalis presentes no betão. A FIGURA 18 mostra esta coloração em algumas zonas dos paramentos da barragem da Bemposta.



FIGURA 18 - Coloração amarela das fendas induzidas por reações expansivas de origem interna nos pilares de amarração das comportas do descarregador de cheias da barragem da Bemposta (adaptado de LNEC, 2020).

2.3.4. Exsudações e eflorescências dos geles formados

Os geles formados durante o processo da reação expansiva álcalis-sílica podem ser conduzidos até à superfície do betão através das fissuras. Quando estes geles atingem a superfície apresentam cores que podem variar do branco até tonalidades amareladas.

2.3.5. Formação de crateras

Pode ocorrer delaminação de pequenas ou grandes zonas de betão, formando crateras nas superfícies exteriores da barragem. A FIGURA 19 mostra a delaminação do betão numa superfície da barragem da Bemposta.



FIGURA 19 – Delaminação de betão no vazamento da barragem da Bemposta (adaptado de LNEC, 2020).

2.3.6. Deslocamentos irreversíveis

As reações expansivas de origem interna induzem deslocamentos e deformações irreversíveis nas estruturas de betão. Com efeito, as expansões provocam movimentos verticais de empolamento na barragem, o deslizamento entre blocos, o fecho das juntas e deslocamentos horizontais no sentido de montante. Quando os deslocamentos atingem grande expressão, podem também provocar o empenamento dos órgãos hidráulicos de segurança, como o encravamento de comportas ou a ovalização de condutas, que podem condicionar a funcionalidade e a segurança da barragem.

2.4. Estudo laboratorial dos betões

2.4.1. Aspetos gerais

Para caracterizar as propriedades do betão e do processo expansivo é importante realizar estudos em laboratório de amostras recolhidas do betão da barragem. Estes estudos permitem, em primeiro lugar, confirmar a ocorrência de reações e identificar o seu tipo e, em segundo lugar, identificar a magnitude do processo de deterioração e o seu prognóstico (Piteira Gomes, 2008).

Para tal deve ser elaborado um plano de amostragem e ensaios, com a definição dos locais para a extração das amostras e do número de provetes a extrair em cada local, devendo os locais de extração ser escolhidos de forma a representar as diferentes zonas da obra. Este plano deve também incluir a indicação dos ensaios a realizar para caracterização do betão e do processo expansivo.

Nos pontos seguintes são referidos os principais ensaios laboratoriais correntemente usados para identificar e caracterizar o processo expansivo nos betões.

2.4.2. Análise macroscópica do betão

A inspeção visual do provete é a primeira etapa a realizar, permitindo identificar características semelhantes entre os diversos provetes, tal como pequenas fissurações e fraturas das partículas dos agregados, bem como o escurecimento da pasta de cimento, entre outros aspetos relevantes.

2.4.3. Análise petrográfica

A análise petrográfica, com recursos a métodos microscópicos, é fundamental na identificação de RAA. Consiste na utilização de técnicas de observação direta que permitem identificar os locais onde as reações se estão a desenvolver e identificar os produtos resultantes dos diferentes tipos de reações (Piteira Gomes, 2008, citando Sims, 1987). Este método, que usa microscópios apropriados para observar lâminas delgadas polidas de betão, permite visualizar a microfissuração na pasta de cimento e em agregados e o preenchimento dos poros por produtos da reação, bem como perdas da pasta de cimento e consequente aparecimento de agregados desligados.

Esta técnica pode ser combinada com outras técnicas de observação mais minuciosas, como a observação no microscópio eletrónico de varrimento (MEV) de fragmentos de betão ou micro-análise de raios X por dispersão em energias (AXDE).

2.4.4. Caracterização das propriedades físicas e mecânicas

As expansões podem provocar a depreciação das propriedades do betão com repercussões no comportamento hidráulico e mecânico deste material, sendo, por esta razão, importante avaliar as seguintes características:

- i. Absorção de água;
- ii. Permeabilidade;
- iii. Resistência à compressão e à tração;
- iv. Modulo de elasticidade;
- v. Fluência e relaxação do betão.

A interpretação dos resultados dos ensaios mecânicos deve ser realizada com prudência, pois podem sobrestimar as reduções da resistência devido a reações expansivas, quer por se desconhecer as resistências do betão não afetado, quer por ter estado sujeito a outras ações (Piteira Gomes, 2008).

2.4.5. Reatividade potencial dos agregados

O ensaio químico da reatividade potencial dos agregados permite determinar se existem agregados reativos presentes. Para isso, os agregados são triturados e expostos a alcalinidades elevadas e condições térmicas de 80°C, durante 24 horas, de modo a permitir que a sílica presente na matriz seja dissolvida. A sílica reage com a solução alcalina. Pode assim obter-se a relação entre a alcalinidade da solução e a quantidade de sílica que foi dissolvida. Os agregados são classificados como inócuos, potencialmente reativos e reativos.

2.4.6. Expansibilidade remanescente do betão

O ensaio da expansibilidade remanescente do betão permite estimar o potencial de expansão que o betão ainda tem até que se esgotem os reagentes. Os provetes são colocados em condições saturadas em soluções alcalinas, com humidades relativas superiores a 95% e temperaturas constantes de 38°C ($\pm 2^\circ\text{C}$). Durante o ensaio são contabilizadas, em iguais períodos, as variações de massa e comprimento dos provetes, sendo que os primeiros dados são desprezados, uma vez que o estado de tensão, a humidade, a temperatura e o grau de alcalinidade divergem da situação real. Neste tipo de ensaios podem ser obtidas expansões livres diferentes das que ocorrem em obra, pelas razões anteriormente referidas, pelo que devem ser interpretadas com cautela.

2.4.7. Determinação do teor em álcalis solúveis

Com o ensaio de determinação do teor em álcalis solúveis pretende-se quantificar os álcalis ativos presente na amostra. Existem vários métodos para determinação do teor em álcalis (BCA, 1992, e LCPC, 1997), mas os resultados obtidos dependem do método de extração, sendo atualmente o método de extração em água o mais utilizado (Piteira Gomes, 2008). Diversos estudos têm registado variações consideráveis do teor em álcalis do betão entre diferentes amostras da mesma estrutura, sendo por isso recomendável que a recolha de provetes seja realizada de forma a representar a globalidade da estrutura.

2.5. Mitigação e técnicas de reabilitação

2.5.1. Aspetos gerais

Quando as expansões são significativas pode ser necessário realizar intervenções para mitigar o desenvolvimento do processo expansivo ou, quando os efeitos estruturais das expansões já são muito severos, pode optar-se por intervenções de reparação estrutural, dependendo a escolha das técnicas de reabilitação do grau de degradação da estrutura e/ou de critérios económicos e ambientais.

Em seguida são referidos diversos processos para mitigar os efeitos das expansões, considerando medidas que podem ir, numa primeira fase, de limitar a entrada de componentes necessários às reações até à substituição ou demolição de elementos estruturais.

2.5.2. Controlo da humidade por drenagem

Tal como referido anteriormente, a água desempenha um papel de extrema importância no desenvolvimento de reações expansivas, quer do tipo álcalis-sílica quer do tipo sulfática interna, verificando-se que ciclos alterados entre elevadas e baixas humidades afetam mais o processo que ambientes saturados ou quase saturados, pois provocam mais rapidamente o surgimento de fissuras no betão.

A melhoria das condições de drenagem, no caso de estruturas hidráulicas como barragens, é uma das várias medidas usadas para controlo da humidade (Santos Silva et al., 2010). No entanto, a utilização de revestimentos impermeabilizantes (descrito no ponto seguinte) tem-se revelado muito mais eficaz para limitar a humidade no interior das estruturas.

2.5.3. Revestimentos e membranas impermeabilizantes

Quando se pretende impedir o contacto entre a água ou agentes atmosféricos e a estrutura de betão, podem utilizar-se revestimentos impermeabilizantes. Estes revestimentos são bastante eficazes na inibição de reações expansivas, podendo ser constituídos por diversos materiais, entre os quais (Cristino, 2008):

- Revestimentos de superfície hidrofóbicos (silanos e siloxanos);
- Tintas de base acrílica, poliuretano, poliéster e resinas *epoxi*;
- Argamassas de cimento com polímeros.

Vários autores consideram que os revestimentos impermeabilizantes devem conter três requisitos básicos (Cristino, 2008). Em primeiro lugar, devem impedir a intrusão de agentes agressivos no betão como os cloretos, sulfatos ou a água. Em segundo lugar, devem permitir a passagem de humidade presente no interior no betão sob a forma de evaporação. Por último, os revestimentos devem suportar as variações térmicas do ambiente em que está inserido preservando as suas características de deformação e de elasticidade.

Podem também utilizar-se membranas impermeabilizantes para impedir a passagem de água através do paramento de montante. Tal solução foi adotada no caso da barragem de Pracana (FIGURA 20).



FIGURA 20 - Aplicação de membrana impermeabilizante no paramento de montante da barragem de Pracana. (adaptado de Batista e Piteira Gomes, 2012).

2.5.4. Secagem do betão

A secagem destina-se a reduzir a humidade no interior das estruturas de betão. O processo de secagem pode ser realizado de duas formas: forçada, através de secagem ativa, ou natural, quando o revestimento de proteção é instalado com caixa de ar interposta.

De acordo com diversos autores, a secagem pode ser uma técnica eficaz em estruturas com elementos finos e facilmente acessíveis. Em estruturas maciças, como barragens, a viabilidade da sua aplicação é bastante discutível, pelo facto de a secagem ativa poder provocar gradientes de humidade no interior da estrutura e assim acelerar as reações expansivas, originando, deste modo, um efeito contrário ao desejado. (Germain e Appleton, 2010).

2.5.5. Injeção de fendas

As fendas, muitas vezes originadas pela degradação do betão afetado por reações expansivas, constituem uma via rápida para a água chegar diretamente ao interior das estruturas. A injeção de fendas permite impedir a entrada de água por estes caminhos preferenciais, devendo ser utilizadas resinas de reparação, uma vez que a utilização de caldas de cimento provoca o aumento do teor de álcalis do betão. Estas resinas devem cumprir vários critérios, como o intervalo ideal de viscosidade e características de flexibilidade. A resina deve ter uma viscosidade bastante reduzida para permitir a passagem pelas microfissuras e, por outro lado, a viscosidade não pode ser muito baixa, uma vez que isso iria originar uma absorção por parte dos poros do betão e a fenda ficaria novamente vazia (Germain e Appleton, 2010).

Testes realizados comprovaram que as resinas com boas características de flexibilidade permitem absorver os movimentos de abertura das fendas e impedem a entrada de água (Germain e Appleton, 2010).

2.5.6. Cortes estruturais

Para libertar as tensões de compressão induzidas pelas reações expansivas podem ser realizados cortes estruturais na parte superior das juntas verticais, utilizando fios diamantados. Esta técnica, nunca usada em Portugal, foi já aplicada com sucesso em diversas barragens no estrangeiro (por exemplo, nas barragens de Chambon, em França, e Salanfe, na Suíça).

2.5.7. Demolição de elementos

A demolição de elementos estruturais e, em caso extremo, a demolição integral da estrutura, são soluções de último recurso. No entanto, no caso da estrutura já se encontrar muito deteriorada, a solução de substituição pode ser a mais vantajosa.

Em Portugal, a barragem do Alto Ceira constitui um exemplo em que se optou pela demolição e substituição da barragem, por esta se encontrar excessivamente deteriorada. Diversos estudos mostraram que a fissuração e deterioração generalizadas da abóbada eram provocados por reações expansivas do tipo alcalis-sílica. Para substituir a barragem, foi construída, a jusante, a barragem do Alto Ceira II (FIGURA 21), servindo a anterior como ensecadeira e procedendo-se, posteriormente, à sua demolição parcial.



FIGURA 21 – Vista da barragem do Alto Ceira II (a jusante) e da barragem do Alto Ceira I (a montante), que foi parcialmente demolida em 2014. (adaptado de EDP, 2008).

(Página intencionalmente deixada em branco)

Modelos e métodos de análise dos efeitos estruturais das reações expansivas do betão

3.1. Considerações iniciais

O dimensionamento e análise do comportamento das obras baseia-se em modelos, matemáticos ou físicos, que correspondem a idealizações do comportamento das obras, das ações e dos materiais. Os modelos matemáticos, baseados nas equações fundamentais da mecânica, têm tido uma grande aplicabilidade nas últimas décadas com o desenvolvimento dos métodos numéricos (como o método dos elementos finitos), que permitiram ultrapassar as limitações dos métodos analíticos, aplicáveis apenas aos casos mais simples, em que é possível resolver analiticamente as equações diferenciais da mecânica.

Os métodos numéricos constituem, atualmente, uma ferramenta fundamental nas análises estrutural e térmica de barragens, permitindo considerar, com toda a generalidade, a interação barragem-fundação-albufera sob ações estáticas (peso próprio, ações da água, variações de temperatura e expansões) e dinâmicas (vibrações e sismos). Para além de permitirem interpretar o comportamento estrutural das obras, os modelos permitem ainda identificar a existência de anomalias, avaliar as condições de segurança e prever o comportamento futuro da obra. Quando disponíveis, os resultados do sistema de observação permitem validar e calibrar os modelos numéricos, o que é fundamental para o reforço da confiança nos modelos.

Os modelos considerados no presente trabalho são resolvidos pelo método dos elementos finitos (MEF), que se apresenta, sucintamente, no ponto seguinte. De seguida referem-se os aspetos fundamentais da modelação do comportamento viscoelástico do betão, da análise térmica de barragens de betão e da modelação das expansões do betão.

3.2. Método dos elementos finitos

3.2.1. Aspectos gerais

O método dos elementos finitos permite resolver numericamente equações diferenciais, sendo as estruturas divididas em elementos finitos ligados entre si por pontos nodais, formando as malhas de cálculo. No caso da sua aplicação à análise estrutural, as formulações clássicas em deslocamentos permitem determinar os deslocamentos nos pontos nodais, sendo estes aproximados por funções, designadas por funções de interpolação. O campo de deslocamentos é obtido através da resolução de um sistema de equações lineares, que tem solução única uma vez consideradas as condições de fronteira, para o caso de problemas elástico-lineares.

Trata-se de um método eficaz, no sentido de permitir a obtenção da solução com um grau de precisão desejado e a um custo numérico razoável, produzindo uma solução que se sabe, *a priori*, estar contida dentro de uma margem de aproximação escolhida. O refinamento da malha de elementos finitos permite diminuir as margens de aproximação.

3.2.2. Formulação genérica do método dos elementos finitos (MEF) na vertente estrutural

Apresenta-se de seguida a formulação genérica do método dos elementos finitos em deslocamentos, assumindo as hipóteses de pequenas deformações e pequenos deslocamentos (linearidade geométrica) e que os materiais apresentam um comportamento elástico linear (linearidade física).

Num sistema de eixos cartesianos, o campo de deslocamentos u em qualquer ponto do interior e da fronteira do elemento finito pode ser representado sob a forma matricial por,

$$u = N u^e \quad (1)$$

em que u^e é o vetor dos deslocamentos nodais do elemento e N é a matriz das funções de interpolação adotadas.

Tendo em conta a equação de compatibilidade entre deslocamento e extensões ($\varepsilon = \nabla^S u$) e a equação (1), é possível relacionar as matrizes das deformações, ε , com a dos deslocamentos nodais de um elemento, u^e , por meio da seguinte expressão vetorial,

$$\varepsilon = B u^e \quad (2)$$

em que,

$$B = \begin{bmatrix} \frac{\partial N}{\partial x_1} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial N}{\partial x_2} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial N}{\partial x_3} \\ \frac{\partial N}{\partial x_2} & \frac{\partial N}{\partial x_1} & 0 \\ \frac{\partial N}{\partial x_3} & 0 & \frac{\partial N}{\partial x_1} \\ 0 & \frac{\partial N}{\partial x_3} & \frac{\partial N}{\partial x_2} \end{bmatrix}$$

As relações constitutivas entre as tensões e deformações, no domínio elástico linear, podem ser escritas considerando a matriz de elasticidade D ,

$$\sigma = D \varepsilon \quad (3)$$

$$\text{com } D = \begin{bmatrix} \lambda + 2\mu & \lambda & \lambda & 0 & 0 & 0 \\ \lambda & \lambda + 2\mu & \lambda & 0 & 0 & 0 \\ \lambda & \lambda & \lambda + 2\mu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \mu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \mu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \mu \end{bmatrix}; \quad \lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)}; \quad \mu = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Conjugando as expressões anteriores, a relação entre as tensões e os deslocamentos nodais é dada por,

$$\sigma = D B u^e \quad (4)$$

As forças aplicadas (forças exteriores) podem ser mássicas ou de domínio, b , e forças de superfície ou aplicadas na fronteira, q . Estas últimas podem ser distribuídas ou concentradas.

Considere-se um corpo sujeito a um conjunto de forças de volume e de superfície que lhe provocam uma deformação. Com base no seu estado de equilíbrio estático, a configuração do corpo é alterada por um conjunto de pequenos deslocamentos, compatíveis com as condições de fronteira, designados por deslocamentos virtuais. O princípio dos trabalhos virtuais (PTV) estabelece que o trabalho realizado pelas tensões internas na deformação virtual do corpo é igual ao trabalho realizado pelas forças exteriores considerando os deslocamentos virtuais dos seus pontos de aplicação, isto é, o trabalho interno de deformação é igual ao trabalho externo das forças aplicadas.

$$\text{Trabalho Interno } (W_i) = \text{Trabalho Externo } (W_e)$$

No balanço energético do sistema, o trabalho das forças internas W_i , e externas W_e , pode ser escrito da seguinte forma:

$$\int_V B^T D B dV u^e = \int_V N^T b dV + \int_S N^T q dS \quad (5)$$

ou, simplesmente:

$$K^e u^e = f^e \quad (6)$$

sendo,

$$K^e = \int_V B^T D B dV \quad (7)$$

e,

$$f^e = \int_V N^T b dV + \int_S N^T q dS \quad (8)$$

em que K^e é a matriz de rigidez do elemento e f^e é o vetor das forças nodais estaticamente equivalentes a forças distribuídas no volume V e na superfície S do elemento.

Considerando as equações do princípio dos trabalhos virtuais para cada elemento finito, podem formar-se as equações de equilíbrio para toda a estrutura, obtendo-se assim a matriz de rigidez global K e o vetor de forças globais f , representada da seguinte forma:

$$K(u, t) u(t) = f(t) \quad (9)$$

A matriz de rigidez da estrutura, que considera as condições de ligação ao exterior, depende da evolução das propriedades dos materiais. No presente trabalho é usado um modelo viscoelástico com maturação, sendo a matriz de rigidez atualizada em cada passo de tempo de acordo com a evolução do módulo de elasticidade.

3.3. Modelação do comportamento viscoelástico do betão

O comportamento do betão ao longo do tempo é simulado através de um modelo viscoelástico linear com maturação, tendo-se considerado uma função de fluência com a seguinte forma (Bazant e Panula, 1978):

$$J(t, t_0) = \frac{1}{E_0} (1 + \varphi_1(t_0^{-m} + \alpha)(t - t_0)^n) \quad (10)$$

Onde t_0 é o instante de aplicação da carga, t é o instante de tempo e $E_0, \varphi_1, m, \alpha$ e n são parâmetros dependentes das características intrínsecas do betão que podem ser estimados a partir do valor da resistência à compressão aos 28 dias, $f_{c,28}$, utilizando as seguintes expressões (Neville et al, 1983):

$$E_0 = \frac{1}{(0,0145 + 3,447 \times f_{c,28}^{-2})} \quad (11)$$

$$\varphi_1 = 0,3 + 152,2 f_{c,28}^{-1,2} \quad (12)$$

$$\alpha = 0,05 \quad (13)$$

$$m = 0,28 + 47,541 f_{c,28}^{-2} \quad (14)$$

$$n = 0,115 + 0,183 f_{c,28}^{3,4} \times 10^{-6} \quad (15)$$

O módulo de elasticidade pode ser calculado considerando, na lei da fluência, um tempo sob carga $(t - t_0) = 0,1$ dias (Bazant e Panula, 1978) da seguinte forma:

$$\frac{1}{E(t_0)} = \frac{1}{E_0} (1 + \varphi_1(t_0^{-m} + \alpha) \times 0,1^n) \Leftrightarrow E(t_0) = \frac{E_0}{(1 + \varphi_1(t_0^{-m} + \alpha) \times 0,1^n)} \quad (16)$$

Na integração numérica da função de fluência ao longo do tempo, para evitar a necessidade de memorização de toda a história de carga, a função de fluência pode ser aproximada por uma série de exponenciais reais, denominadas séries de *Dirichlet*, com a seguinte forma (Bazant e Panula, 1978):

$$J(t, t_0) = \frac{1}{E(t_0)} + \sum_{i=1}^n \frac{1}{E_i(t_0)} \left(1 - e^{-\frac{(t-t_0)E_i(t_0)}{\eta_i}} \right) \quad (17)$$

Esta expressão representa a deformação de um corpo de *Hooke* e de uma cadeia de corpos de Kelvin associados em série (FIGURA 22), na qual $E_i(t_0)$ são os módulos de elasticidade dependentes do tempo e η_i os coeficientes de viscosidade de cada unidade da cadeia.

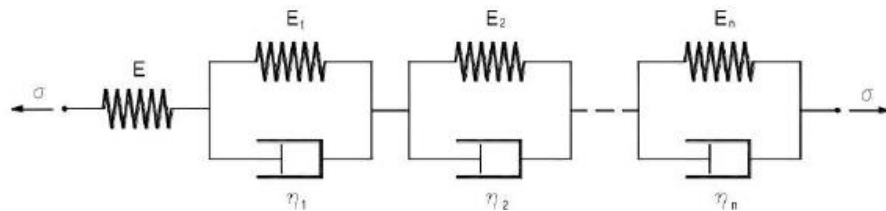


FIGURA 22 - Modelo reológico para representação do comportamento diferido do betão (adaptado de Batista 1998).

Esta forma permite realizar a análise estrutural de uma forma recursiva no tempo, sendo o sistema de equações lineares do método dos elementos finitos resolvido em todos os intervalos de discretização no tempo, com atualização das solicitações exteriores, da matriz de rigidez global e dos vetores que armazenam a história de carga (Batista, 1998).

3.4. Análise térmica de barragens de betão

3.4.1. Aspetos gerais

O estudo do comportamento térmico de barragens de betão é habitualmente realizado em duas fases distintas: uma primeira fase, onde se determina a distribuição das temperaturas e das tensões no corpo da barragem que se instalam durante a fase construtiva, e uma segunda fase, que corresponde aos períodos relativos ao primeiro enchimento e posterior exploração da obra. Neste trabalho a análise realizada corresponde apenas à fase de exploração da obra.

Na fase de exploração, os fatores que condicionam o comportamento térmico das barragens de betão podem ser individualizados em três grupos: caracterização térmica do betão, caracterização geométrica e do local e caracterização térmica do ambiente (TABELA 1).

TABELA 1 – Fatores que condicionam o comportamento térmico nas barragens em fase de exploração (adaptado de LNEC, 2012).

CARACTERIZAÇÃO TÉRMICA DO BETÃO	<ul style="list-style-type: none"> • Condutividade térmica • Calor específico • Massa específica • Coeficiente de absorção • Coeficiente de emissão
CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA E DO LOCAL	<ul style="list-style-type: none"> • Latitude • Declinação solar • Azimute do paramento • Espessura • Inclinação do paramento
CARACTERIZAÇÃO TÉRMICA DO AMBIENTE	<ul style="list-style-type: none"> • Temperatura do ar • Temperatura da água • Coeficiente de convecção • Radiação solar • Coeficiente de reflexão do entorno

3.4.2. Transferência de calor

3.4.2.1. Formas de transferência de calor

A transmissão de calor pode ser definida como a propagação de energia de uma região para outra de um meio, sendo ele sólido, líquido ou gasoso, como resultado da diferença de temperaturas entre elas. As transferências de calor podem ser divididas em condução, convecção e radiação, como representado na FIGURA 23.

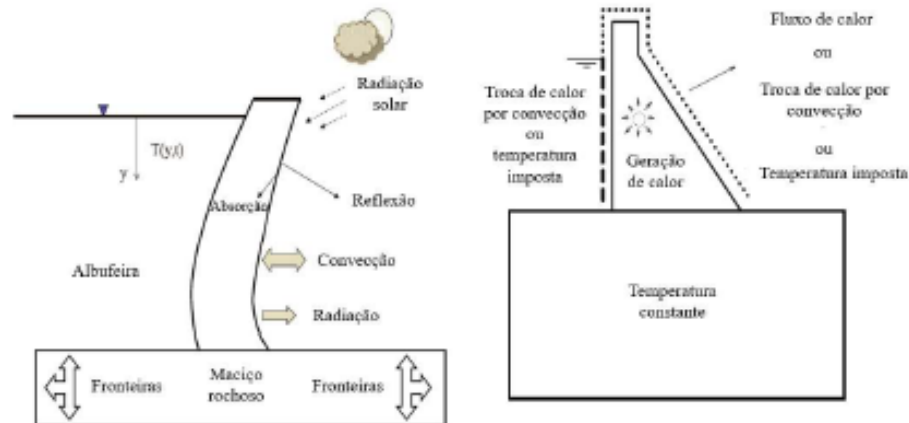


FIGURA 23 - Formas de transferência de calor, à esquerda, e condições de fronteira para caracterização térmica, à direita (adaptado de Saouma, 2014).

3.4.2.2. Transferência de calor por condução

A condução é a transmissão de calor em meios sólidos, líquidos e gasosos, em que a energia térmica é transmitida de partícula para partícula, pelas colisões e alterações do estado de agitação térmico, ou seja, não existe transporte de partículas, apenas existe transmissão de energia térmica. A lei que rege o fenómeno foi proposta por Fourier em 1822, estabelecendo que a quantidade de calor que passa através de uma área A , normal à direção do fluxo calorífico por unidade de tempo, é proporcional ao produto da área pelo gradiente térmico,

$$q = \frac{Q}{A} = -k \frac{\partial T}{\partial n} \quad (18)$$

onde Q é a quantidade de calor que atravessa a área A segundo a sua normal exterior, n , e q representa o fluxo de calor nessa direção. A constante de proporcionalidade k é a condutibilidade térmica do material. O sinal negativo tem como objetivo assegurar que a quantidade de calor Q seja uma quantidade positiva quando o fluxo tem o sentido do versor n .

3.4.2.3. Transferência de calor por convecção

A convecção térmica é um processo de transmissão em que a energia se propaga por meios líquidos e gasosos, onde existe transporte de matéria e por isso, um deslocamento de partículas.

A lei de Newton define a transferência de calor sob a forma de convecção entre uma superfície de área A , à temperatura T_w , e o fluido que a rodeia à temperatura T_a , considerando o coeficiente de convecção h_c ,

$$q = h_c(T_w - T_a) \quad (19)$$

O coeficiente de convecção h_c depende de diversos fatores, como a forma e dimensões da superfície sólida, do regime de convecção, do tipo de fluido ou da diferença de temperaturas existentes.

3.4.2.4. Transferência de calor por radiação solar

A radiação solar que atinge a superfície terrestre é constituída por três componentes (LNEC; 2012):

1. a *radiação direta*, proveniente diretamente do Sol;
2. a *radiação difusa*, parte da radiação resultante da difusão na atmosfera;
3. a *radiação refletida*, correspondente à parte refletida no solo e nos objetos circundantes.

O valor I_h da radiação global que incide num plano horizontal varia ao longo do dia, em função da variação dos ângulos dos raios incidentes devido ao movimento diário da Terra em torno do Sol. Conhecido o valor de I_h é possível determinar o valor da radiação normal a uma superfície cuja normal faz um ângulo α com a direção da radiação, I_α , através da expressão:

$$I_\alpha = \frac{I_h}{\cos Z} \cos \alpha = I_t \cos \alpha \quad (20)$$

O ângulo Z , formado pela linha vertical do local (*zénite*) e a linha que conecta ao Sol, depende fundamentalmente da latitude do local e da hora do dia.

O valor de I_t pode ser calculado utilizando uma função ajustada às medições efetuadas na estação actinométrica do Porto;

$$I_t = q_0 e^{(A+B \cos Z)} \quad (21)$$

onde $q_0 = 1367 \text{ W/m}^2$ é uma constante solar e $A = -1,1259$ e $B = 0,957455$ são constantes resultantes do ajuste referido.

Do ponto de vista do cálculo a radiação solar corresponde a um fluxo de calor prescrito que depende do tempo e da orientação da superfície exposta.

3.4.3. Equação diferencial da condução de calor

A determinação do campo de temperaturas num domínio é realizada através da solução da equação diferencial do calor. Esta equação, também denominada como lei de *Fourier*, para o caso em que o coeficiente de condutibilidade térmica k é igual nas três direções cartesianas, pode ser escrita da seguinte forma:

$$k \left(\frac{\partial^2 T}{\partial x_1^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial x_2^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial x_3^2} \right) + Q - c \frac{\partial T}{\partial t} = 0 \quad (22)$$

onde c é a capacidade calorífica e Q a quantidade de calor gerada ou cedida por unidade de tempo e por unidade de volume.

Esta equação pode ser resolvida numericamente pelo método dos elementos finitos, sendo o campo de temperatura de cada ponto P aproximado da seguinte forma:

$$T_P = N_P T^e \quad (23)$$

onde N_P refere-se à matriz das funções de forma e T^e é o vetor das temperaturas nos pontos nodais do elemento finito.

As condições de fronteira associadas à equação (22) podem ser de dois tipos:

$$\text{Condições de Dirichlet} \quad T = \bar{T} \quad \text{em } \Gamma_T \quad (24)$$

$$\text{Condições de Neumann} \quad q = -k \frac{\partial T}{\partial n} = C \quad \text{em } \Gamma_q \quad (25)$$

onde \bar{T} é a temperatura prescrita, Γ é a superfície da fronteira, n é o vetor normal à superfície e C é o fluxo de calor prescrito.

Como a variável tempo consta da equação (22), é necessário conhecer a temperatura em todo o domínio Ω , no instante inicial t_0 :

$$\text{Condições iniciais} \quad T = T_0 \quad \text{em } \Omega, \text{ para } t = t_0 \quad (26)$$

3.5. Modelação das expansões do betão

3.5.1. Aspetos gerais

A modelação macroscópica das expansões do betão é um assunto complexo, sob intensa investigação nos últimos anos, pois depende das reacções que ocorrem a nível microscópico. Consideram-se as variáveis preponderantes no processo, mas também algumas simplificações. Os modelos macroscópicos consideram assim os principais fatores que influenciam o desenvolvimento das reacções expansivas, nomeadamente a disponibilidade de reagentes, a disponibilidade de água, a temperatura e o estado de tensão.

Quando a magnitude das expansões é grande, pode existir fissuração estrutural significativa, o que potencia, no caso das barragens, a percolação de água no corpo da barragem, aumentando a complexidade do problema.

3.5.2. Modelo simplificado utilizado

Catherine Larive, em 1998, propôs, considerando resultados de ensaios em que se analisaram os efeitos de reacções expansivas em vários ambientes, com diferentes composições de betão e em condições mecânicas distintas, um modelo governativo termodinâmico, semi-analítico, para

o desenvolvimento das expansões (Larive, 1998). O modelo proposto foi ajustado com base em três parâmetros, determinados a partir de ensaios laboratoriais,

- Tempo de latência, τ_L ;
- Tempo característico, τ_C ;
- Valor máximo da expansão livre a longo prazo $\varepsilon^{RAS}(\infty)$.

Estes três parâmetros podem ser obtidos pela realização de ensaios de expansibilidade de amostras de betão sem qualquer carga aplicada e sujeitos a condições de temperatura e humidade constantes.

Larive concluiu que a expansão máxima não depende da temperatura, mas apenas da própria química do processo expansivo. A função proposta é do tipo sigmoide (27) tal como representado na FIGURA 24.

$$\varepsilon^{RAS}(t) = \varepsilon^{RAS}(\infty) \frac{1 - e^{-\frac{t}{\tau_C}}}{1 + e^{-\frac{(t-\tau_L)}{\tau_C}}} \quad (27)$$

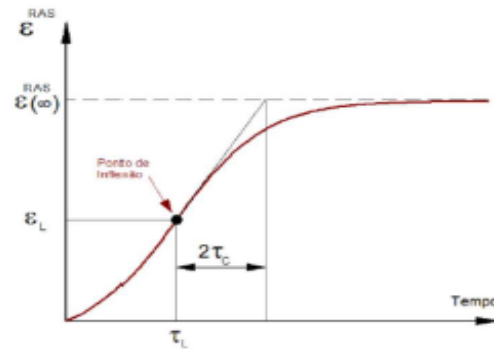


FIGURA 24 - Curva das expansões livres com temperatura e humidade constantes (Piteira Gomes, 2008).

A curva representa a evolução das expansões livres, considerando o período inicial de latência τ_L , onde o gel formado durante a reação álcali-agregado inicia a expansão pelos poros do betão sem provocar tensões. O tempo de latência τ_L corresponde ao ponto de inflexão da curva da FIGURA 24 e o tempo característico τ_C representa a intersecção entre a tangente em τ_L com a assíntota $\varepsilon^{RAS}(\infty)$. Quando o tempo tende para infinito, a expansão livre corresponde ao valor máximo que o processo expansivo poderá atingir quando se esgotarem os reagentes.

O efeito da temperatura nos tempos característicos e de latência pode ser tido em consideração através das seguintes expressões:

$$\tau_C(T) = \tau_C(T_0) e^{[U_C(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_0})]} \quad (28)$$

$$\tau_L(T) = \tau_L(T_0) e^{[U_L(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_0})]} \quad (29)$$

onde U_C é a energia de ativação associada ao tempo característico e U_L é a energia de ativação associada ao tempo de latência e T_0 é a temperatura de referência do ensaio de expansão livre.

Neste trabalho considerou-se que a evolução das expansões livres pode ser traduzida por uma curva exponencial alternativa, também com a configuração de um sigmoide,

$$\varepsilon^{RAS}(t) = \varepsilon^{RAS}(\infty) \times \left(1 - e^{\frac{-t^n}{\frac{n}{n-1} \times (t_{hs})^n}} \right) \quad (30)$$

em que t é o tempo em dias, t_{hs} representa o número de dias até ao ponto de inflexão da curva, $\varepsilon^{RAS}(\infty)$ representa o valor máximo da expansão livre a tempo infinito e n é um número real.

O efeito da temperatura no processo foi considerado através de um fator FT, de acordo com a seguinte expressão:

$$FT = e^{\left[a \left(\frac{1}{T_0} - \frac{1}{T} \right) \right]} \quad , \quad \text{com } a = 6000 \quad (31)$$

em que T_0 é a temperatura de referência e T a temperatura do ponto em análise. Na FIGURA 25 representa-se graficamente este fator para uma temperatura de referência de 14,5 °C, podendo verificar-se que a reação acelera quando a temperatura do meio é superior à temperatura de referência ($FT > 1$) e desacelera no caso oposto ($FT < 1$).

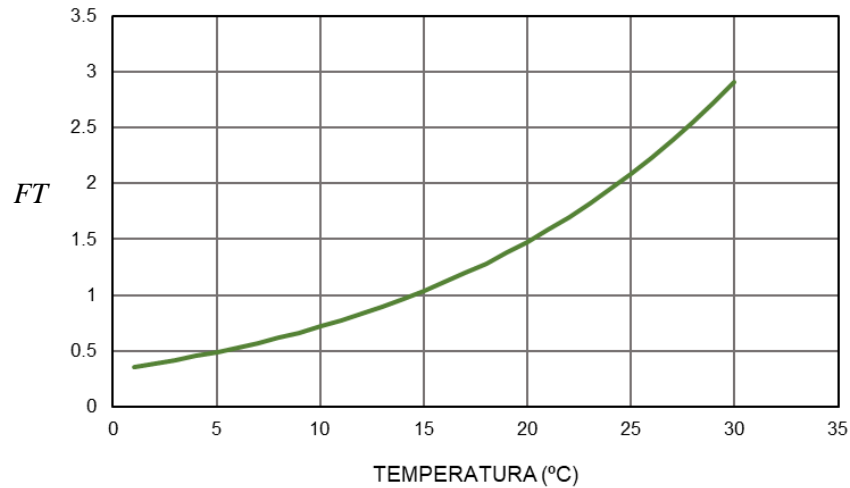


FIGURA 25 – Fator FT que considera a influência da temperatura nas expansões livres (representado para a temperatura de referência 14,5°C).

A humidade relativa está intrinsecamente ligada ao desenvolvimento de reações expansivas. Esta influência foi evidenciada em ensaios experimentais para humidades relativas distintas (Poole, 1992). Os resultados de Poole mostraram que para humidades inferiores a 70% praticamente não se desenvolvem expansões no betão do tipo RAA. A partir desse valor, os ensaios mostraram um aumento exponencial das expansões. Os resultados são apresentados na FIGURA 26.

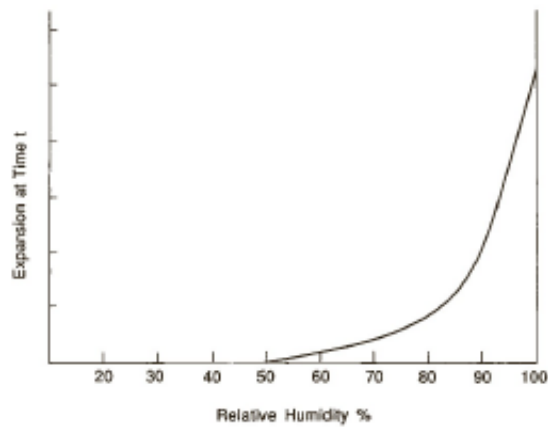


FIGURA 26 - Dependência das expansões da humidade relativa (adaptado de Poole, 1992).

Poole propôs o fator associado à humidade FH , em que Hr é a humidade relativa do meio.

$$FH = H_r^m, \text{ com } m = 8 \quad (32)$$

Refere-se que este fator não foi tido em conta nas análises realizadas neste trabalho, por não ser conhecida a humidade no corpo da obra, nem terem sido realizados cálculos hidrométricos.

As tensões de compressão têm um efeito de confinamento sobre a evolução das expansões, que é relevante para tensões de compressão moderadas e elevadas. Com base em resultados experimentais, Larive (1998) propôs uma lei exponencial para traduzir o efeito do estado de tensão na evolução das expansões (FIGURA 27), em que $\xi(\sigma)$ pode ser interpretado como um fator de restrição associado às tensões de compressão.

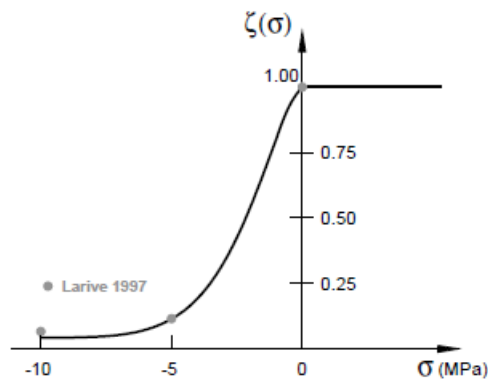


FIGURA 27 - Influência do estado de tensão no processo expansivo (adaptado de Larive, 1998).

Características da barragem da Bemposta

4.1. Aproveitamento hidroelétrico da Bemposta

O aproveitamento hidroelétrico da Bemposta localiza-se no trecho internacional do rio Douro, imediatamente a montante do afluente rio Tormes, a jusante da barragem de Picote, junto à povoação de Bemposta, concelho de Mogadouro, distrito de Bragança.

O rio Douro desenvolve-se, nesta zona, num vale moderadamente aberto (com uma configuração em “U”) e define uma fronteira física entre Portugal e Espanha, sendo a encosta da margem direita portuguesa e a encosta da margem esquerda espanhola.

O aproveitamento é composto pela barragem, por duas centrais hidroelétricas subterrâneas, construídas em caverna, designadas por central I e central II, pelos circuitos hidráulicos e pelos edifícios de comando de descarga e subestação. Estas estruturas localizam-se na margem direita do rio Douro (FIGURA 28).

A central I, com cerca de 85,0 m de comprimento, 22,0 m de largura e 45,0 m de altura de escavação, está equipada com três grupos de geradores com turbinas do tipo *Francis* de eixo vertical. Estas turbinas perfazem uma potência de $3 \times 80 \text{ MW} = 240 \text{ MW}$ que produzem, em média, 924,1 GWh/ano. A central II, que entrou em serviço apenas em novembro de 2011, após obras de reforço de potência do aproveitamento, encontra-se equipada com um grupo gerador, com potência instalada de 191 MW, produzindo, em termos médios, 134 GWh/ano.

O aproveitamento totaliza uma potência instalada de 431 MW, sendo o aproveitamento da Bemposta um dos que mais eletricidade produz em Portugal.

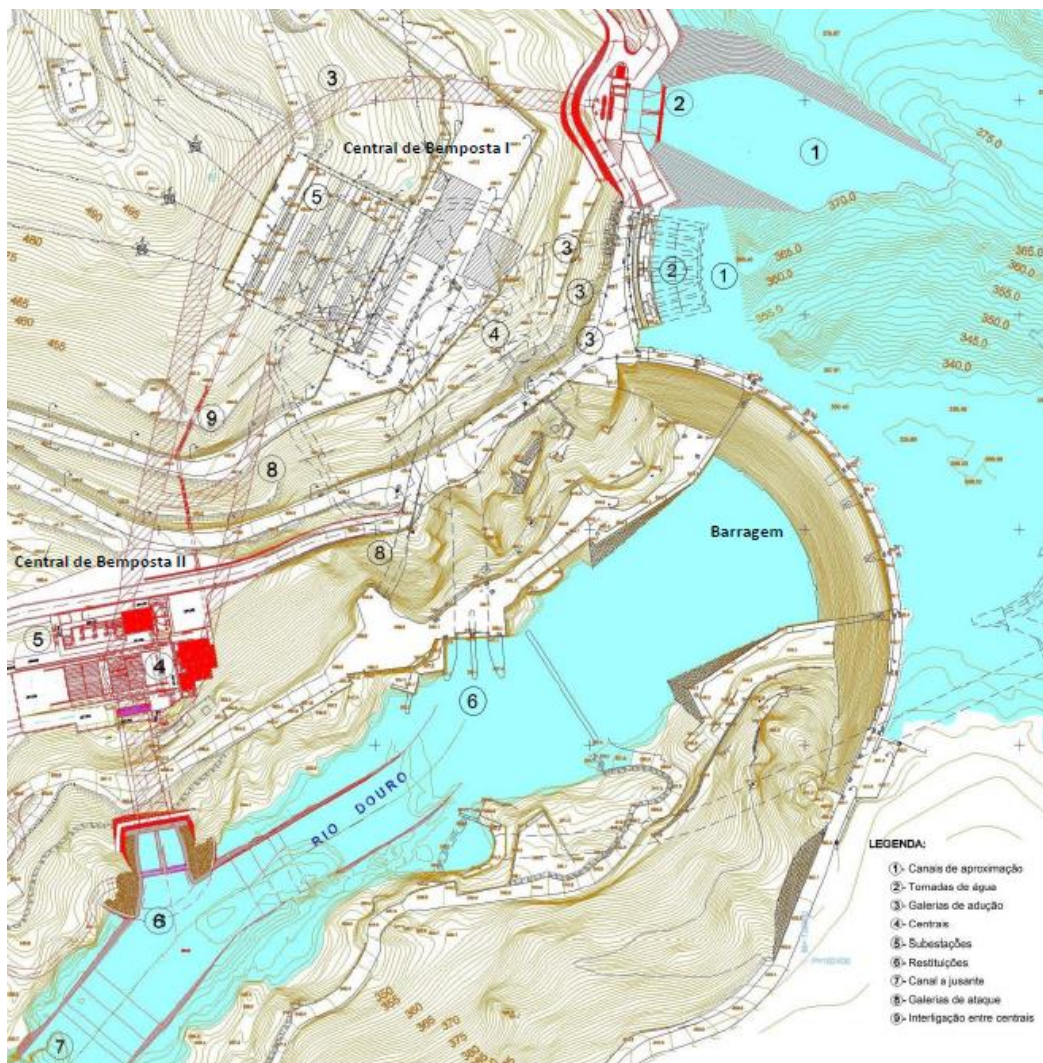


FIGURA 28 - Planta do aproveitamento hidroelétrico da Bemposta (adaptado de EDP, 2018a).

4.2. Características da barragem

A barragem da Bemposta (FIGURA 29) destina-se ao armazenamento de água para produção de energia e à regularização de caudais.

O projeto da obra foi elaborado em 1957 pela *Hidro-Eléctrica do Douro*. A construção da barragem foi iniciada em 1960 e terminada em 1964, tendo a inauguração sido realizada em dezembro de 1964. A construção estava a cargo do consórcio *MAGOP*, formado pelas empresas *SEOP* e *SOMAGUE*.



FIGURA 29 – Vista da barragem da Bemposta e da albufeira, em 2019 (adaptado de LNEC, 2020).

A albufeira, com um comprimento total de 21 quilómetros, situa-se nos concelhos de Miranda do Douro e Mogadouro.

A barragem é do tipo arco-gravidade aligeirada, tendo um grande vazamento no trecho central, junto à fundação (FIGURA 30). O coroamento situa-se à cota 408,00 m, tem 297 m de desenvolvimento e acomoda uma estrada. A altura máxima acima da fundação é de 87,0 m.

O paramento de montante é vertical, com exceção da zona do descarregador de cheias acima da cota 365,50 m, que se desenvolve para montante com uma inclinação $1V / 0,3H$. O paramento de jusante é inclinado, com jorramento de $1V / 0,45 H$. Em planta a barragem é definida por arcos circulares, tendo um raio de 130,0 m entre a base de cálculo do projeto e a superfície cilíndrica de referência. A barragem tem configuração simétrica entre encontros (FIGURA 31).

O nível de pleno armazenamento da albufeira (NPA) e o nível máximo da cheia (NMC) situam-se às cotas 402,00 m e 406,00 m, respetivamente, enquanto o nível mínimo de exploração (NmE) se situa à cota 396,96 m. A barragem permite criar uma albufeira com uma capacidade total de $128,8 \text{ hm}^3$ para o NPA, a que corresponde uma área inundada de 405,0 hectares.

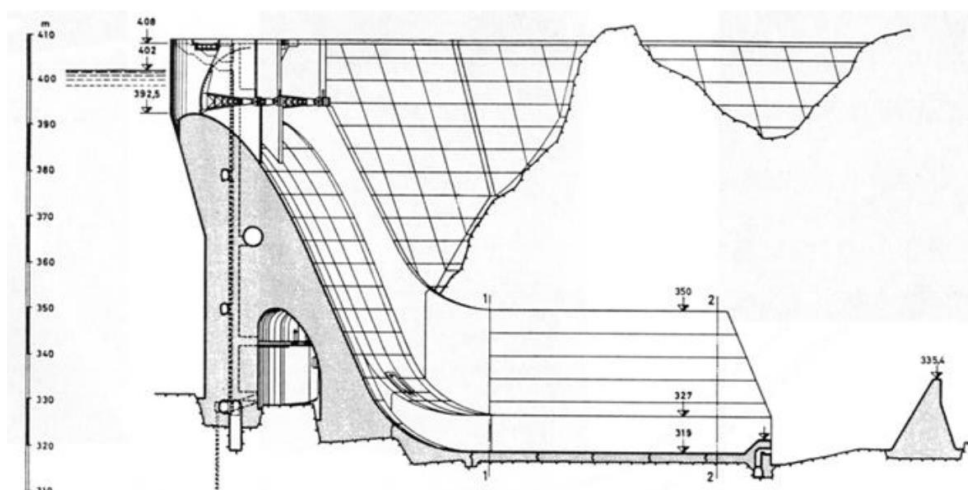


FIGURA 30 - Corte transversal da barragem da Bemposta (adaptado de desenhos de projeto da *Hidro-Elétrica do Douro*, 1960).

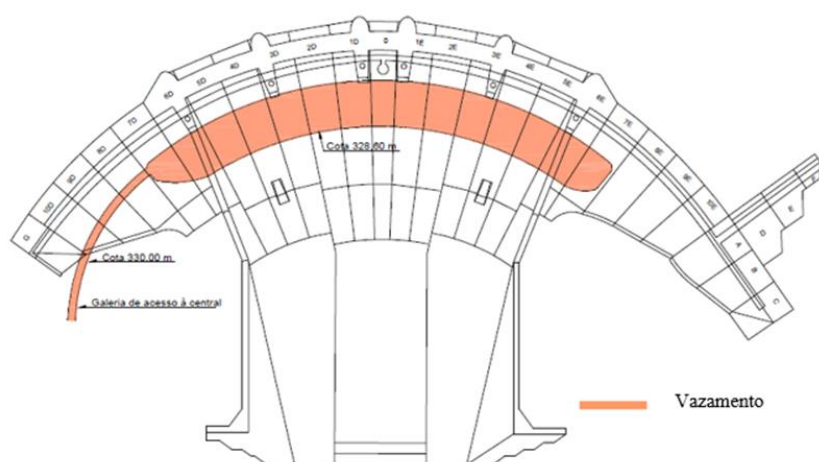


FIGURA 31 – Planta da barragem da Bemposta (vazamento representado a laranja) (adaptado de LNEC, 2020).

O vazamento junto da fundação (FIGURA 31 e FIGURA 32) permitiu a redução de cerca 33 000 m³ de betão, o que corresponde a uma poupança significativa tanto a nível económico como ambiental. O vazamento apresenta também as vantagens de permitir o alívio das subpressões nesta zona e o acesso direto à fundação para realização de inspeções.



FIGURA 32 - Vazamento da barragem da Bemposta. Vista a partir do bloco 3D para a margem esquerda, à esquerda, e a partir do bloco 5E para o topo da margem esquerda, à direita (adaptado de LNEC, 2020).

Para além da grande galeria correspondente ao vazamento, a barragem é dotada de uma galeria geral de drenagem que acompanha a inserção na fundação por montante e de 5 galerias de visita horizontais, nomeadamente: i) duas galerias nos encontros, uma na margem direita e outra na margem esquerda, ambas situadas à cota 390,00 m; ii) uma galeria poligonal situada à cota 378,00 m; iii) uma galeria circular, de dimensões consideráveis, situada à cota 363,50 m; e iv) uma galeria situada à cota 349,00 m.

O corpo da barragem é formado por 25 blocos de desenvolvimento vertical, numerados de *10D* (margem direita) a *10E* (margem esquerda), separados por 23 juntas de contração que definem planos perfeitamente radiais à superfície de referência (FIGURA 33). Os blocos têm 12,0 m de desenvolvimento, com exceção do bloco central, que tem apenas 9,0 m.

O encontro da margem esquerda tem funcionamento gravítico e é formado por três blocos de dimensões variáveis alinhados com o corpo da barragem e por mais três localizados a montante e perpendiculares aos primeiros. O encontro da margem direita é formado por apenas um bloco.

Na zona do descarregador de cheias existem quatro pilares (com largura máxima de 5,86 m) que permitem assegurar o apoio e manobra das comportas e também suportar o tabuleiro do viaduto que liga as duas margens e serve a estrada.

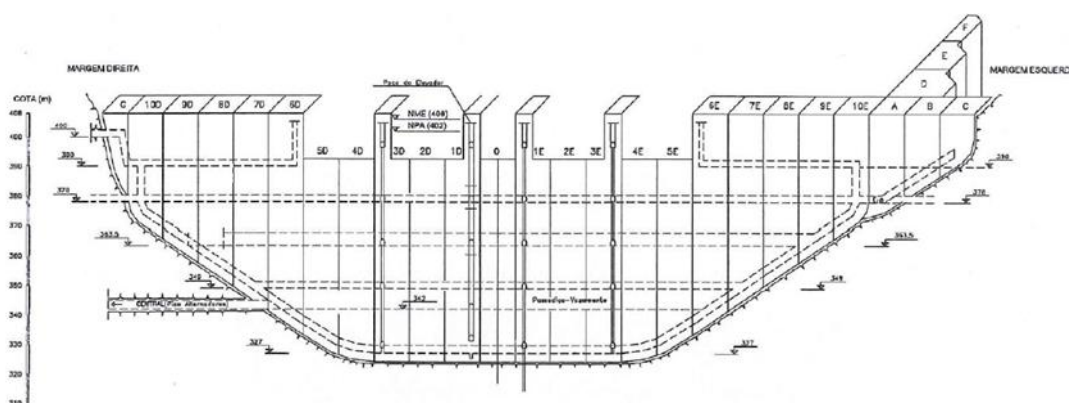


FIGURA 33 - Alçado planificado (esquemático) de jusante da barragem da Bemposta (adaptado de LNEC, 2020).

Para a construção da barragem foram usados cerca de 361 000 m³ de betão, sendo que 45 000 m³ foram usados apenas para a construção da bacia de dissipação. De acordo com os relatórios da construção, em março de 1963 foi atingido o maior valor de volume de betão aplicado num mês, cerca de 32 200 m³.

4.3. Órgãos hidráulicos de segurança

Os órgãos hidráulicos de segurança a barragem são o descarregador de cheias e duas descargas de fundo.

O descarregador de cheias é de superfície e está inserido no trecho superior central da barragem, entre os blocos 6E e 6D. É formado por 5 vãos equipados com comportas segmento, tendo a central 9,0 m x 10,3 m (FIGURA 34) e as restantes quatro 24,0 m x 10,3 m.

A capacidade do descarregador de cheias é de aproximadamente 11 000 m³/s para o nível máximo de cheia (NMC), caudal que corresponde a um período de retorno de 1000 anos.

As duas descargas de fundo, localizadas nos blocos 4D e 4E, têm 2,2 m de diâmetro e permitem escoar, quando totalmente abertas, um caudal de 250 m³/s, para o nível de pleno armazenamento.

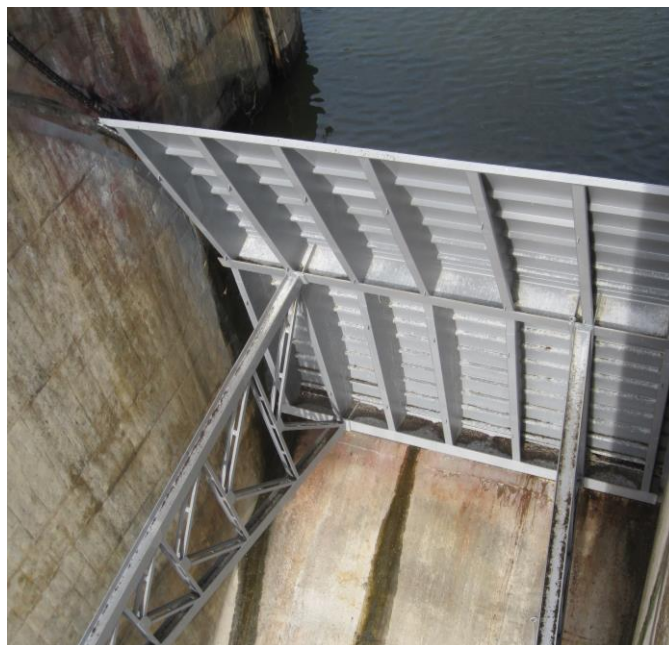


FIGURA 34 – Comporta de um dos vãos do descarregador de cheias da barragem da Bemposta, em 2013 (adaptado dos elementos fornecidos pelo LNEC).

4.4. Geologia e fundações

Na Carta Geológica de Portugal, à escala 1:200 000, é possível identificar o enquadramento geológico do local de implantação da barragem (FIGURA 35), verificando-se que se situa em terrenos autóctones de *idade Hercínica*, pertencentes ao “complexo de paragneisses, granitos gnaissicos e migmatitos” (EDP, 2018), isto é, verifica-se a predominância de migmatitos heterogéneos, que são um misto de material granítico e componente cristalofílica.

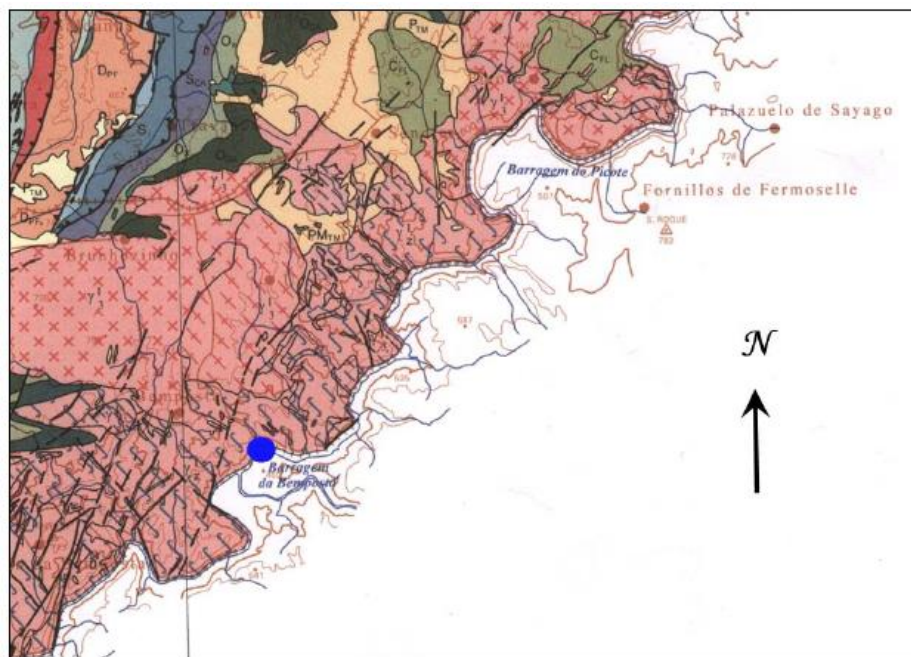


FIGURA 35 – Enquadramento geológico regional do local do aproveitamento hidroelétrico da Bemposta. Detalhe da Carta Geológica de Portugal à escala 1:200 000 (adaptado de EDP, 2018).

Em relação às características tectónicas identificadas na Carta Geológica, as falhas na região apresentam uma orientação predominante NNE-SSW e NE-SW. Existem ainda duas falhas à escala regional com alguma expressão: a falha de Vilariça, situada a alguns quilómetros a oeste da barragem, e a falha de Moncorvo, esta já mais próxima da barragem.

O relatório que sintetiza as principais características da fundação e falhas observadas na zona de implantação da barragem da Bemposta (Cotelo Neiva, J.M., 1962) refere que tanto no encontro da margem direita como no encontro da margem esquerda, a rocha apresenta-se bem ou razoavelmente conservada, embora um tanto diaclasada, tal como o migmatito do fundo do vale e da bacia de dissipação.

Em termos de permeabilidade do maciço rochoso, foram efetuadas duas campanhas de sondagens na fase de projeto que incluíram a realização de ensaios de absorção de água. Os ensaios mostraram que a absorção diminui com a profundidade, sendo que, para valores a partir dos 40 m, a absorção era muito reduzida e abaixo dos 50 m praticamente nula.

O LNEC efetuou diversos ensaios *in situ* e em laboratório (LNEC, 1961) incluir na bibliografia sobre provetes extraídos do maciço rochoso de fundação, para estimar algumas características mecânicas da rocha, nomeadamente o seu módulo de deformabilidade (TABELA 2).

TABELA 2 - Módulos de deformabilidade (GPa) da rocha da fundação da barragem, obtidos em ensaios laboratoriais.

	Margem direita	Margem esquerda	Fundo do vale
$E_{\text{máximo}}$	94,05	53,05	65,90
$E_{\text{mínimo}}$	3,84	5,88	1,57
$E_{\text{médio}}$	28,83	20,79	28,15

Para determinação do módulo de deformabilidade do maciço rochoso, foram realizados pelo LNEC ensaios com macacos hidráulicos em diversas galerias, tendo sido obtidos valores que variam entre 1,52 GPa e 9,23 GPa, na margem espanhola, e entre 1,12 GPa e 20,3 GPa, na margem portuguesa. Para verificar o efeito do tratamento da fundação com injeções de calda de cimento nas características do maciço, foram realizadas injeções numa galeria da margem esquerda e repetidos os ensaios nessa galeria, tendo-se verificado aumentos de 1,5 a 2 vezes no módulo de deformabilidade, sendo estes acréscimos maiores quanto mais baixos eram os valores iniciais do módulo de deformabilidade.

Para melhorar as características do maciço rochoso, entre 1963 e 1964 foram executados os seguintes trabalhos de impermeabilização e consolidação do maciço rochoso:

- i. Cortina profunda de impermeabilização a montante e a jusante;
- ii. Cortina de ligação rocha-betão a montante e jusante;
- iii. Injeções de consolidação.

As cortinas de impermeabilização foram materializadas através da injeção no maciço rochoso de caldas cimentícias, ao longo do da inserção da barragem na fundação, a partir de furos executados na galeria geral de drenagem, com cerca de 20 m de profundidade.

As injeções de ligação rocha-betão foram realizadas para minimizar a percolação de água na interface rocha-betão, tendo sido realizados furos verticais espaçados de 3 m, a partir da galeria geral de drenagem, com penetração na rocha de 3 m, no mínimo.

As injeções de consolidação foram realizadas em zonas de falha ou muito alteradas, previamente identificadas.

4.5. Propriedades do betão

A informação disponível na bibliografia consultada relativamente ao betão aplicado na barragem da Bemposta é muito limitada, consistindo, essencialmente, nos resultados de ensaios, realizados pelo LNEC (1966), para determinação da resistência à compressão e do módulo de elasticidade de provetes do betão envolvente de grupos de extensómetros. Não foi possível obter dados sobre a composição do betão.

Na TABELA 3 e na TABELA 4 são apresentados os valores obtidos nos ensaios da resistência à compressão sobre prismas e cubos, respectivamente, e nas TABELAS 5 a 7 são apresentados os resultados obtidos nos ensaios de determinação do módulo de elasticidade em prismas e cilindros.

TABELA 3 - Valores da resistência à compressão obtidos em provetes de betão de $20 \times 20 \times 60$ (cm³), em MPa.

Posição	Cota (m)	Provetes de $20 \times 20 \times 60$ (cm ³)		
		28 dias	90 dias	365 dias
Bloco 0 Jusante	325,00	20,5	24,2	26,0
Bloco 0 Jusante	342,00	14,9	22,9	25,0
Bloco 0 montante	342,00	22,5	26,0	27,4
6D Jusante	342,00	16,2	21,8	24,4
6D Montante	342,00	23,1	26,0	29,3
6E Jusante	342,00	22,6	30,1	29,7
6E Montante	342,00	25,5	29,5	29,8
MÉDIA (MPa)		20,8	29,1	30,2

TABELA 4 - Valores da resistência à compressão obtidos em provetes de betão de $20 \times 20 \times 20$ (cm³), em MPa.

Posição	Cota (m)	Provetes de $20 \times 20 \times 20$ (cm ³)		
		28 dias	90 dias	365 dias
Bloco 0 Jusante	325,00	23,2	30,5	29,8
Bloco 0 Jusante	342,00	21,1	25,9	30,4
Bloco 0 montante	342,00	30,9	35,1	37,5
6D Jusante	342,00	22,5	24,6	27,3
6D Montante	342,00	29,3	36,0	37,8
6E Jusante	342,00	32,9	38,6	40,0
6E Montante	342,00	29,9	35,7	39,3
MÉDIA (MPa)		27,1	32,3	34,6

TABELA 5 - Valores do módulo de elasticidade obtidos em provetes de betão de $20 \times 20 \times 60$ (cm³), em GPa.

Posição	Cota (m)	Provetes de $20 \times 20 \times 60$ (cm ³)		
		28 dias	90 dias	365 dias
Bloco 0 Jusante	325,00	23,8	33,3	34,3
Bloco 0 Jusante	342,00	28,8	29,4	36,8
Bloco 0 montante	342,00	25,1	29,0	36,8
6D Jusante	342,00	26,2	30,5	40,5
6D Montante	342,00	33,5	30,0	29,7
6E Jusante	342,00	25,1	24,1	38,5
6E Montante	342,00	29,7	31,1	33,8
MÉDIA (MPa)		27,5	29,6	35,8

TABELA 6 – Valores do módulo de elasticidade obtidos em provetes de betão de $20 \times 20 \times 40$ (cm³), em GPa.

Posição	Cota (m)	Provetes de $20 \times 20 \times 40$ (cm ³)		
		28 dias	90 dias	365 dias
Bloco 0 Jusante	325,00	25,3	32,0	30,5
Bloco 0 Jusante	342,00	27,0	28,6	33,8
Bloco 0 montante	342,00	26,6	26,6	33,0
6D Jusante	342,00	23,2	27,2	36,1
6D Montante	342,00	26,5	31,5	32,6
6E Jusante	342,00	28,7	33,9	41,5
6E Montante	342,00	25,9	35,3	33,5
MÉDIA (MPa)		26,2	30,7	34,4

TABELA 7 – Valores do módulo de elasticidade obtidos em provetes cilíndricos ($\varnothing=15$ cm; h=30 cm), em GPa.

Posição	Cota (m)	Provetes cilíndricos ($\varnothing=15$ cm; h=30 cm),		
		28 dias	90 dias	365 dias
Bloco 0 Jusante	325,00	22,2	29,1	29,7
Bloco 0 Jusante	342,00	19,9	22,7	28,6
Bloco 0 montante	342,00	24,5	25,8	29,4
6D Jusante	342,00	21,3	21,3	27,9
6D Montante	342,00	23,7	25,6	29,7
6E Jusante	342,00	26,3	29,1	31,5
6E Montante	342,00	23,9	29,3	29,3
MÉDIA (MPa)		22,2	29,1	29,7

A resistência média à compressão do betão, aos 365 dias de idade, obtida nos ensaios, é de 30,2 MPa e 34,6 MPa, em prismas e cubos, respetivamente. O módulo de elasticidade, ao fim de 365 dias e em termo médios, é de 35,8 MPa para prismas com 60 cm de altura e de 34,4 MPa para prismas com 40 cm de altura. Para provetes cilíndricos, o módulo de elasticidade situa-se nos 29,7 MPa.

4.6. Sistema de observação

4.6.1. Aspetos gerais

Os sistemas de observação instalados nas barragens permitem a monitorização de grandezas relacionadas com a caracterização das principais ações e das respostas térmica, estrutural e hidráulica da barragem e fundação. Os dispositivos podem ser de leitura manual, sendo necessário realizar campanhas periódicas com técnicos especializados, ou automática, sendo neste caso os dados recolhidos e guardados numa base de dados, com uma periodicidade pré-definida. O plano de observação da barragem da Bemposta foi elaborado pelo LNEC (1962), a pedido da *Hidro-Eléctrica do Douro*. Este plano contempla a monitorização de diversas grandezas:

- Nível de água a montante e jusante, por meio de escalas de níveis e limnómetros;
- Temperatura do ar, através de uma estação meteorológica;
- Temperaturas no betão e na água, em pares termoelétricos;
- Tensões, em células tensométricas *Carlson*;
- Extensões, em extensómetros *Carlson* de resistência elétrica;
- Deslocamentos horizontais, em fios de prumo e por métodos geodésicos;
- Deslocamentos verticais, por nivelamentos geométricos de precisão;
- Movimentos de juntas, em bases de alongâmetro instaladas na interseção das juntas com as galerias, e em medidores de juntas *Carlson* instalados no interior do betão;
- Extensões na fundação, em extensómetros de grande base;
- Subpressões, em piezómetros;

- xi. Caudais drenados e infiltrados, em drenos e bicas.

Com exceção do limnómetro e do sensor de temperatura da estação meteorológica, os dispositivos instalados na barragem da Bemposta são todos de leitura manual, sendo as campanhas de observação e as inspeções visuais realizadas com a periodicidade previamente definida pelos técnicos do dono de obra. As campanhas de observação geodésica têm periodicidade anual. As inspeções detalhadas, realizadas pelo LNEC, têm periodicidade trienal.

4.6.2. Níveis de água na albufeira e a jusante

Os níveis de água na albufeira e a jusante são medidos em escalas limnimétricas (FIGURA 36) e por limnómetros, sendo os registos dos limnómetros automaticamente armazenados na base de dados.

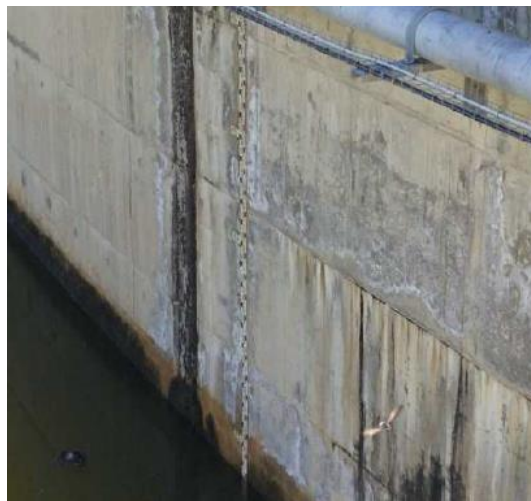


FIGURA 36 - Vista da escala limnimétrica na albufeira da barragem da Bemposta (adaptado de LNEC, 2020).

4.6.3. Temperatura do ar

A temperatura do ar é medida numa estação meteorológica, instalada na margem direita, a montante (FIGURA 37), que inclui um sensor de temperatura de aquisição automática. Os dados de temperatura são registados com frequência horária.



FIGURA 37 - Sensor para medição da temperatura do ar na barragem da Bemposta (adaptado de LNEC, 2020).

4.6.4. Temperaturas do betão

A medição da temperatura no betão da barragem é realizada por meio de 361 pares termoeletricos, dos quais 147 constavam do plano de observação original (82 pares no interior da barragem, 19 em contacto com a água e 46 junto aos paramentos de montante e jusante), e 214 instalados durante a construção de modo a acompanhar as variações térmicas do betão nessa fase. Os pares termoeletricos estão instalados a diferentes cotas da barragem e em várias posições na direção montante-jusante, de modo a ser possível conhecer a distribuição das temperaturas no corpo da estrutura (FIGURA 38).

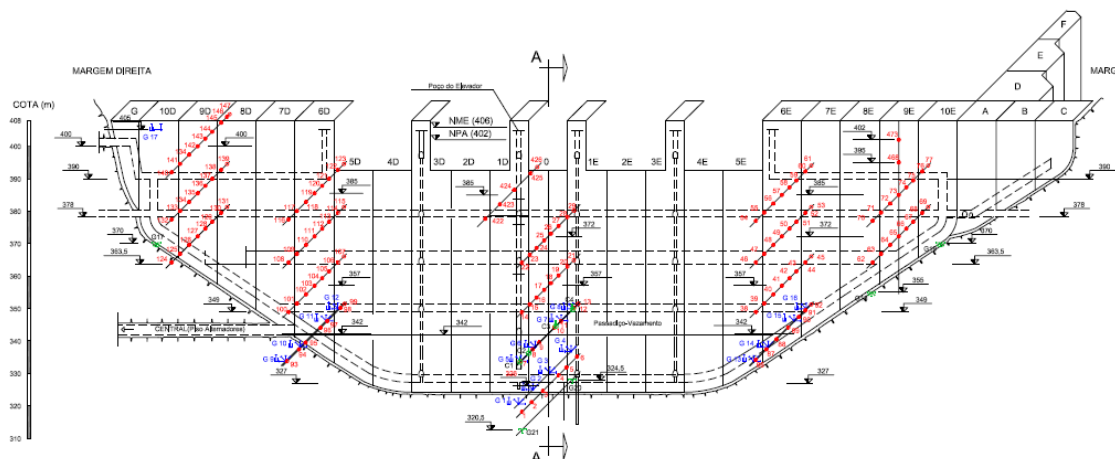


FIGURA 38 – Alçado com localização dos pares termoeletricos, extensômetros e tensômetros da barragem da Bemposta (adaptado de LNEC, 2020).

4.6.5. Extensões e tensões no betão

Os extensômetros colocados no corpo da barragem (FIGURA 38 e FIGURA 39) permitem determinar o estado de deformação nos arcos e junto à fundação. Estão instalados cerca de 100 extensômetros em 17 grupos, colocados em rosetas de 5 e 3 extensômetros com os respectivos corretores, nos blocos 6E, 0, 6D e 10D, a 1 m dos paramentos e do vazamento, tanto a montante como a jusante, às cotas 342,0 m e 325,5 m.

Com o objetivo monitorizar as tensões em alguns pontos da barragem, foram instalados quatro tensômetros de resistência (células do tipo *Carlson*), dois a montante e dois a jusante do vazamento, localizados à cota 342,00 m, no bloco central, estando próximos dos extensômetros *Carlson*. Essa proximidade permite comparar os valores medidos nos dois aparelhos.

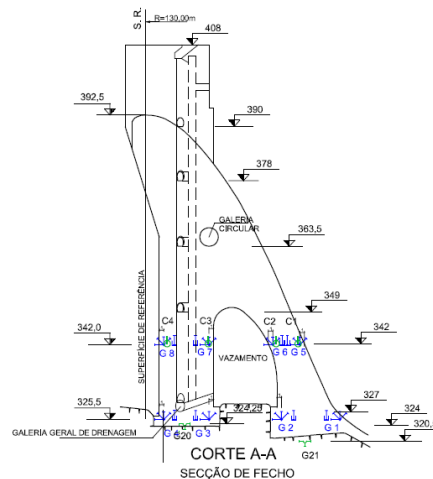


FIGURA 39 – Perfil da seção de fecho com a localização dos extensômetros tipo Carlson da barragem da Bemposta (adaptado de LNEC, 2020).

4.6.6. Deslocamentos por métodos geodésicos

4.6.6.1. Deslocamentos verticais por nivelamentos

Os deslocamentos verticais são medidos através de nivelamento geométrico de precisão. Na barragem da Bemposta está implementada, por meio de tacos de latão, uma linha de nivelamento no coroamento (FIGURA 40), constituída por seis pontos objeto localizados nos pilares da barragem, oito pontos auxiliares e dois pontos de referência, um em cada margem.

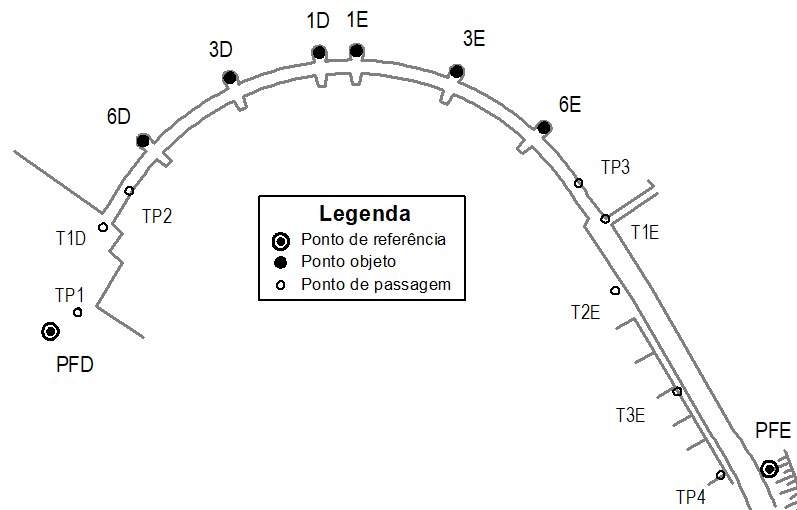


FIGURA 40 - Planta da linha de nivelamento no coroamento da barragem da Bemposta.

Não existindo extensômetros de varas na fundação, a linha de nivelamento constituiu a única forma de medição de deslocamentos verticais na barragem da Bemposta.

4.6.6.2. Deslocamentos horizontais por triangulação

A rede de triangulação planimétrica é constituída por 19 pontos alvo no paramento de jusante, a diferentes cotas, 5 pilares de observação (3 dos quais considerados firmes) e 4 pontos de referência, dois em cada margem, encastrados em rocha sã, situados a jusante da barragem (FIGURA 41).

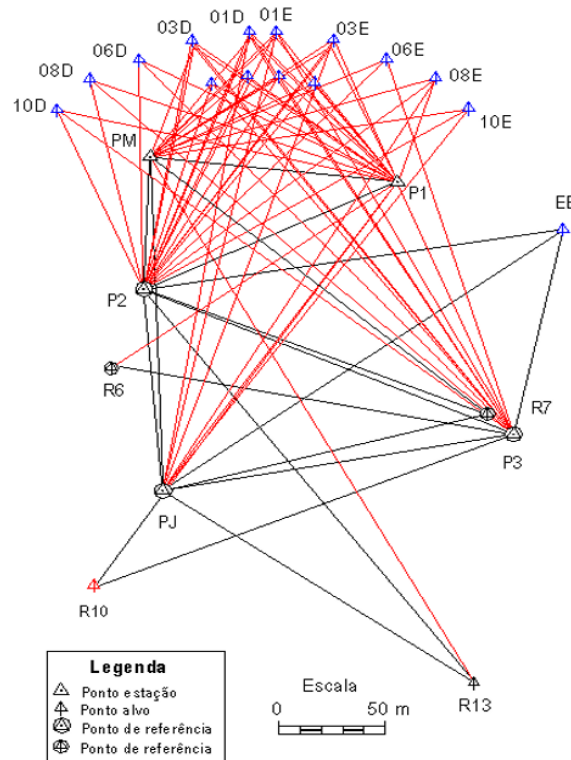


FIGURA 41 – Rede de triangulação geodésica da barragem da Bemposta.

A medição dos ângulos da rede é feita com recurso a taqueómetros eletrónicos de segundos, com compensação automática de erro de verticalização do eixo principal. O cálculo das componentes horizontais dos deslocamentos é feito pelo método da variação de coordenadas.

4.6.7. Deslocamentos em fios de prumo

Para medir deslocamentos horizontais no interior da barragem estão instalados conjuntos de fios de prumo direito e invertido no bloco 1E (FPD1) e 2 fios de prumo direitos nos blocos 3D (FPD2) e 3E (FPD3) (FIGURA 42).

Os fios de prumo direitos são materializados por cabos de aço fixos numa cota elevada na estrutura, com um peso na base de modo manter o cabo esticado ao longo da estrutura. Como o cabo se encontra preso no topo, os deslocamentos medidos são relativos entre o ponto fixo e o local de medição. Os fios de prumo invertidos têm um princípio de funcionamento semelhante, mas o mecanismo é invertido, ou seja, o ponto de fixação está situado na fundação e o cabo é mantido esticado por meio de um flutuador dentro de um reservatório com água no topo. Como a fixação do cabo é feita num ponto suficientemente profundo, com deslocamento considerado nulo, os deslocamentos observados ao longo dos fios de prumo invertidos são considerados absolutos.

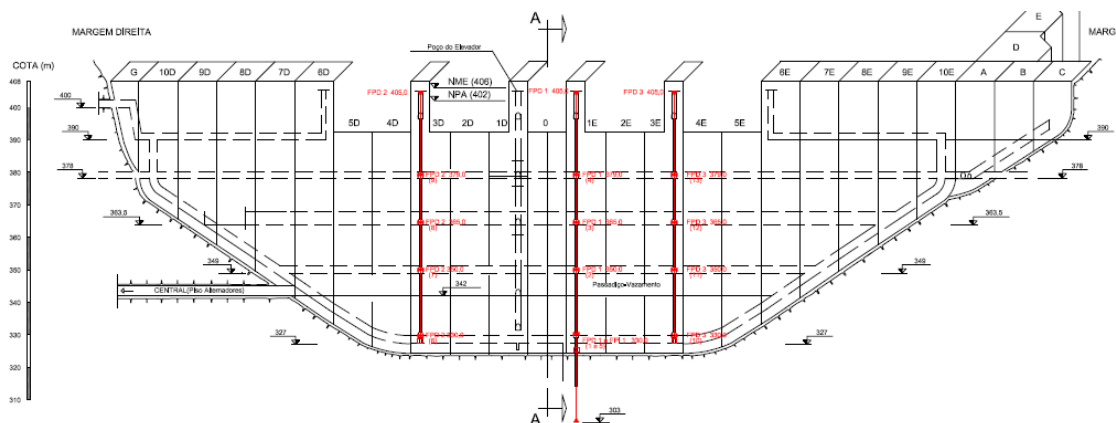


FIGURA 42 – Alçado com representação dos fios de prumo da barragem da Bemposta (adaptado de LNEC, 2020).

O conjunto FPD1 (FIGURA 43) é constituído por um fio de prumo invertido, desde um ponto fixo na fundação, a 20 m de profundidade, até à galeria geral de drenagem, e um fio de prumo direito, desde a mesma galeria até à cota 405,00 m, no pilar de apoio das comportas. Para efetuar as leituras existem cinco bases coordinómetro nas galerias da barragem, quatro no fio de prumo direito às cotas 379,00 m, 365,00 m, 350,00 m e 330,00 m, e uma no fio de prumo invertido à cota 330,00 m, sendo possível obter deslocamentos absolutos ao nível das galerias e no topo do fio de prumo.

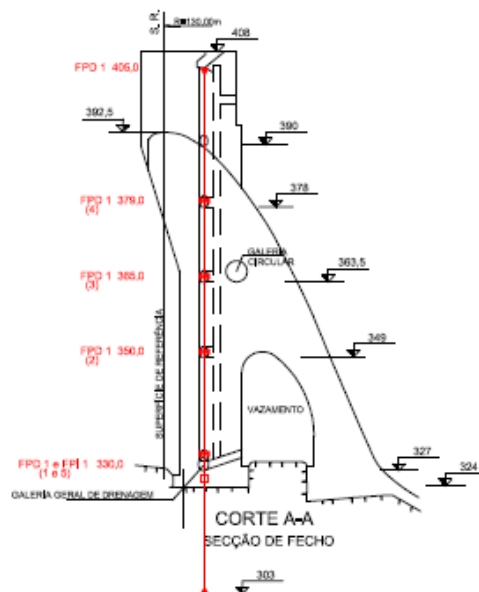


FIGURA 43 – Perfil da secção de fecho com a localização do conjunto de fios de prumo direito e invertido FPD1 da barragem da Bemposta (adaptado de LNEC, 2020).

Os fios de prumo direitos FPD2 e FPD3 (FIGURA 44) desenvolvem-se desde pontos fixos no topo dos pilares de apoio das comportas, à cota 405,00 m, até à galeria geral de drenagem, estando instaladas, por fio, 4 bases de coordinómetro, às cotas 379,00 m, 365,00 m, 350,00 m e 330,00 m, que permitem medir o deslocamento relativo entre a ponto correspondente à base e o

ponto fixo no topo do pilar. Para medir os deslocamentos nos fios de prumo, usa-se um coordenómetro ótico.



FIGURA 44 - Fio de prumo e base de coordenómetro localizada no bloco 3D, à cota 379,00 m, na barragem da Bemposta (adaptado de LNEC, 2020).

4.6.8. Movimentos de juntas

Para controlar o movimento das juntas de contração estão instaladas, nas galerias e no coroamento da barragem, 125 bases de alongâmetro (FIGURA 45), que permitem medir movimentos de abertura ou fecho e de deslizamento entre blocos adjacentes.



FIGURA 45 - Base de alongâmetro no paramento do vazamento da barragem da Bemposta (adaptado de LNEC, 2020).

Para além das bases de alongâmetro, foram instalados, durante a construção da barragem, cerca de 23 medidores de movimentos de juntas (FIGURA 46) do tipo *Carlson*, estando todos instalados à cota 380,50 m, a cinco metros do paramento de montante.

Toda a informação registada por estes medidores é enviada para as centrais de leitura instaladas ao longo da galeria.

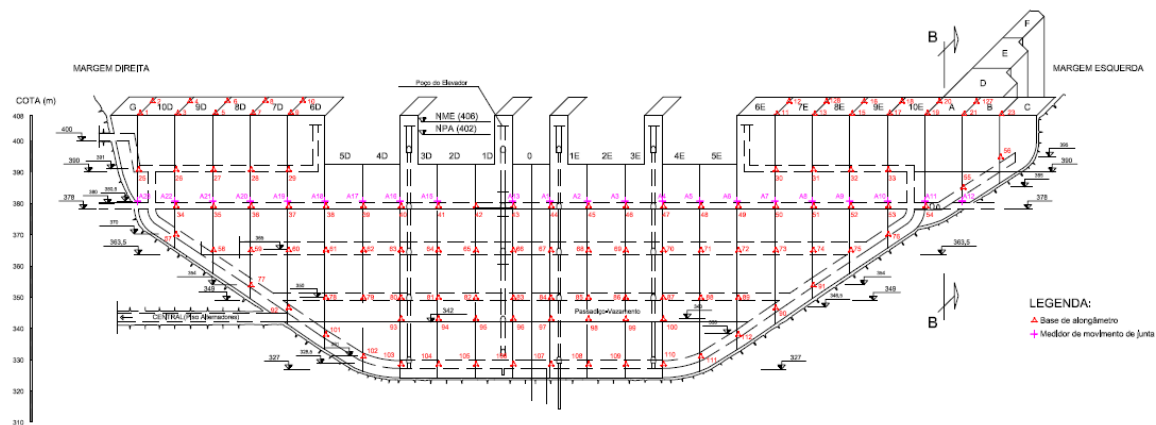


FIGURA 46 – Alçado com a localização dos medidores de juntas e bases de alongâmetro da barragem da Bemposta. (adaptado de LNEC, 2020).

4.6.9. Caudais drenados e infiltrados

A rede de drenagem instalada na barragem da Bemposta é constituída por 29 drenos, 12 bicas de recolha de caudais e 4 tubos para recolha de infiltrações, distribuídos pela galeria geral de drenagem e pelo vazamento, que pode ser visualizado na FIGURA 47.

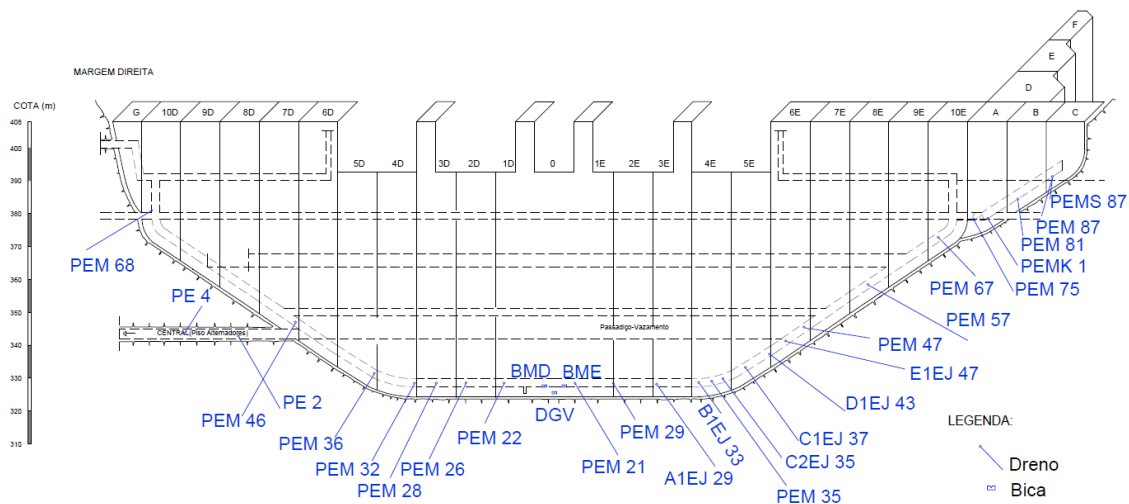


FIGURA 47 - Localização dos drenos e bicas na barragem da Bemposta (adaptado de LNEC, 2020).

As bicas coletoras (FIGURA 48) permitem contabilizar os caudais provenientes de diferentes zonas, nomeadamente da margem direita, da margem esquerda e do vazamento.

Em alguns drenos é também realizada a recolha de água para determinação de características físico-químicas da água, tais como o *ph* e a condutividade elétrica.



FIGURA 48 – Dreno, à esquerda, e bica totalizadora, à direita, na barragem da Bemposta (adaptado de LNEC, 2020).

4.6.10. Subpressões

As subpressões no maciço de fundação são observadas através de uma rede piezométrica constituída por 22 piezómetros, 14 instalados na galeria geral de drenagem, do tipo A, e 8 instalados no vazamento, do tipo B. A generalidade dos piezómetros tem inclinação para jusante, mas os piezómetros 6, 16 e 20 têm inclinação para montante. Na FIGURA 49 e na TABELA 8 é apresentada a localização dos piezómetros da barragem da Bemposta.

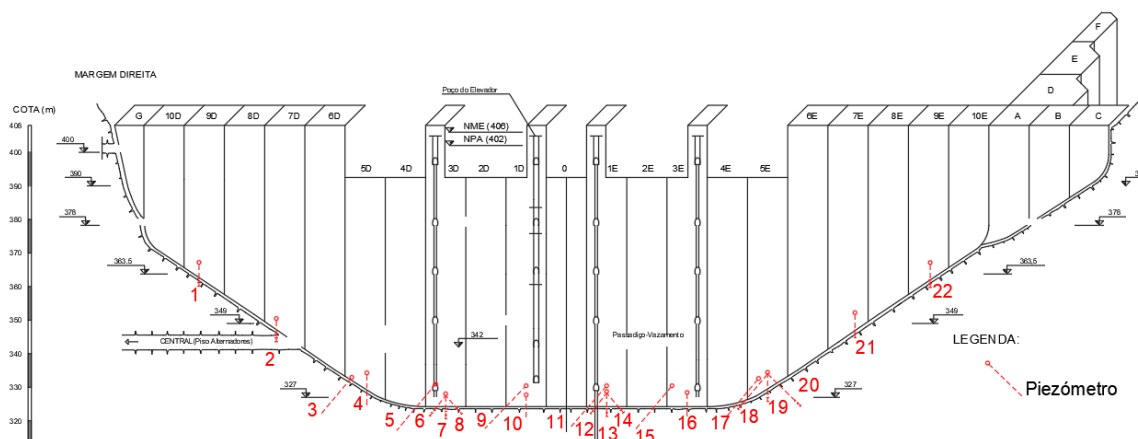


FIGURA 49 - Localização dos piezómetros da barragem da Bemposta (adaptado de LNEC, 2020).

TABELA 8 - Identificação dos piezómetros da barragem da Bemposta.

Código	Ident.	Elemento	Cota (m)	Código	Ident.	Elemento	Cota (m)
1	1-1	9D	358,19	12	12-1	1E	328,00
2	2-1	7D	345,95	13	13-1	1E	327,90
3	3-1	5D	332,70	14	14-1	1E	328,00
4	4-1	5D	332,95	15	15-1	3E	330,20
5	5-1	3D	330,70	16	16-1	3E	328,20
6	6-1	3D	328,40	17	17-1	5E	332,00
7	7-1	3D	328,30	18	18-1	5E	333,70
8	8-1	3D	328,30	19	19-1	5E	333,70
9	9-1	1D	330,70	20	20-1	5E	333,70
10	10-1	1D	328,10	21	21-1	7E	346,23
11	11-1	1E	329,90	22	22-1	9E	364,00

A título de exemplo, na FIGURA 50 apresenta-se o aspeto dos terminais do piezómetro nº 10, localizado na parte central do vazamento da barragem da Bemposta.



FIGURA 50 – Manómetro do piezómetro nº10 da barragem da Bemposta (adaptado de LNEC, 2016).

Análise qualitativa do comportamento observado da barragem da Bemposta

5.1. Considerações iniciais

No presente capítulo apresenta-se a análise qualitativa do comportamento observado da barragem da Bemposta desde o início da sua exploração até à atualidade. São apresentados os resultados da monitorização de grandezas relacionadas com as ações e com as respostas térmica, estrutural e hidráulica da barragem e sua fundação. Esta análise qualitativa constitui, em regra, a primeira etapa da interpretação do comportamento da barragem.

5.2. Evolução das ações

5.2.1. Ações da água

5.2.1.1. Pressão hidrostática

O primeiro enchimento da albufeira ocorreu em dezembro de 1964. Na FIGURA 51 apresenta-se a evolução do nível de água na albufeira desde então. Pode notar-se que esse nível é sempre elevado, com exceção de alguns abaixamentos que ocorreram ao longo da vida da obra.

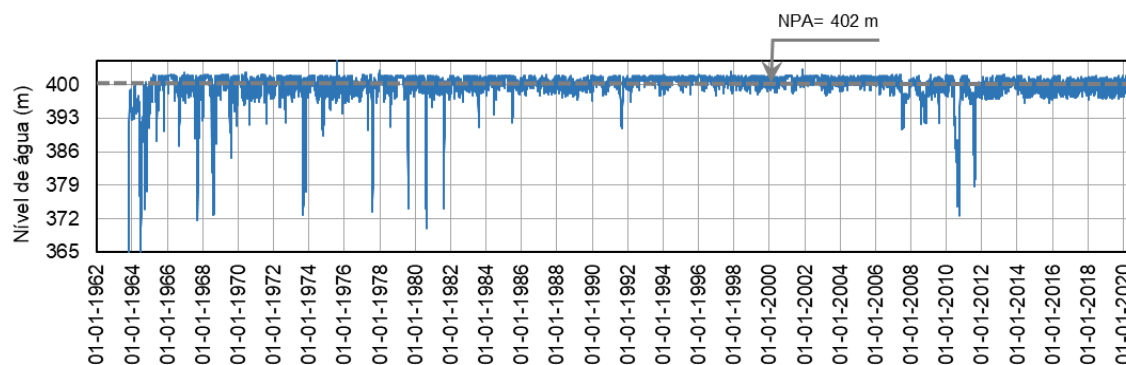


FIGURA 51 - Evolução do nível de água na albufeira entre 1963 e 2020.

Após o primeiro enchimento verificaram-se, durante os primeiros 20 anos de exploração, algumas descidas acentuadas do nível na albufeira, nomeadamente em novembro de 1967, agosto de 1968, setembro de 1973, julho de 1977 e de 1979, dezembro de 1980 e outubro de 1981. Nestas épocas o nível de água na albufeira desceu para cotas inferiores a 375,00 m.

Desde 1984, o nível na albufeira tem-se situado muito próximo do nível de pleno armazenamento (NPA), à cota 402,00 m, tendo ocorrido, no entanto, alguns abaixamentos em junho de 1985, setembro de 1991, agosto de 2007, outubro de 2008, dezembro de 2009, setembro de 2010 e agosto de 2011. Os dois últimos abaixamentos foram os mais relevantes tendo acontecido no âmbito das obras de reforço de potência (central II), tendo o nível descido cerca de 29,2 m e 22,9 m, respetivamente, relativamente ao NPA. Desde 2011, o nível médio da água na albufeira tem-se mantido próximo da cota 400,00 m.

O nível de jusante, salvo raras exceções, não sofreu alterações significativas, permanecendo próximo da cota 332,00 m.

5.2.1.2. Subpressões

Tal como referido no quarto capítulo, a barragem da Bemposta está dotada de piezómetros, que permitem medir as subpressões na fundação da barragem.

Na FIGURA 52 e na FIGURA 53 apresentam-se as subpressões observadas nos piezómetros entre 1988 e 2020, em termos de altura de água equivalentes às subpressões observadas e em termos de percentagem de carga relativamente ao nível de água na albufeira.

As subpressões observadas nos 20 piezómetros mostram valores baixos e sem tendências evolutivas, com exceção dos piezómetros inclinados para montante (8, 16 e 20), que apresentam percentagens de carga acima de 50%.

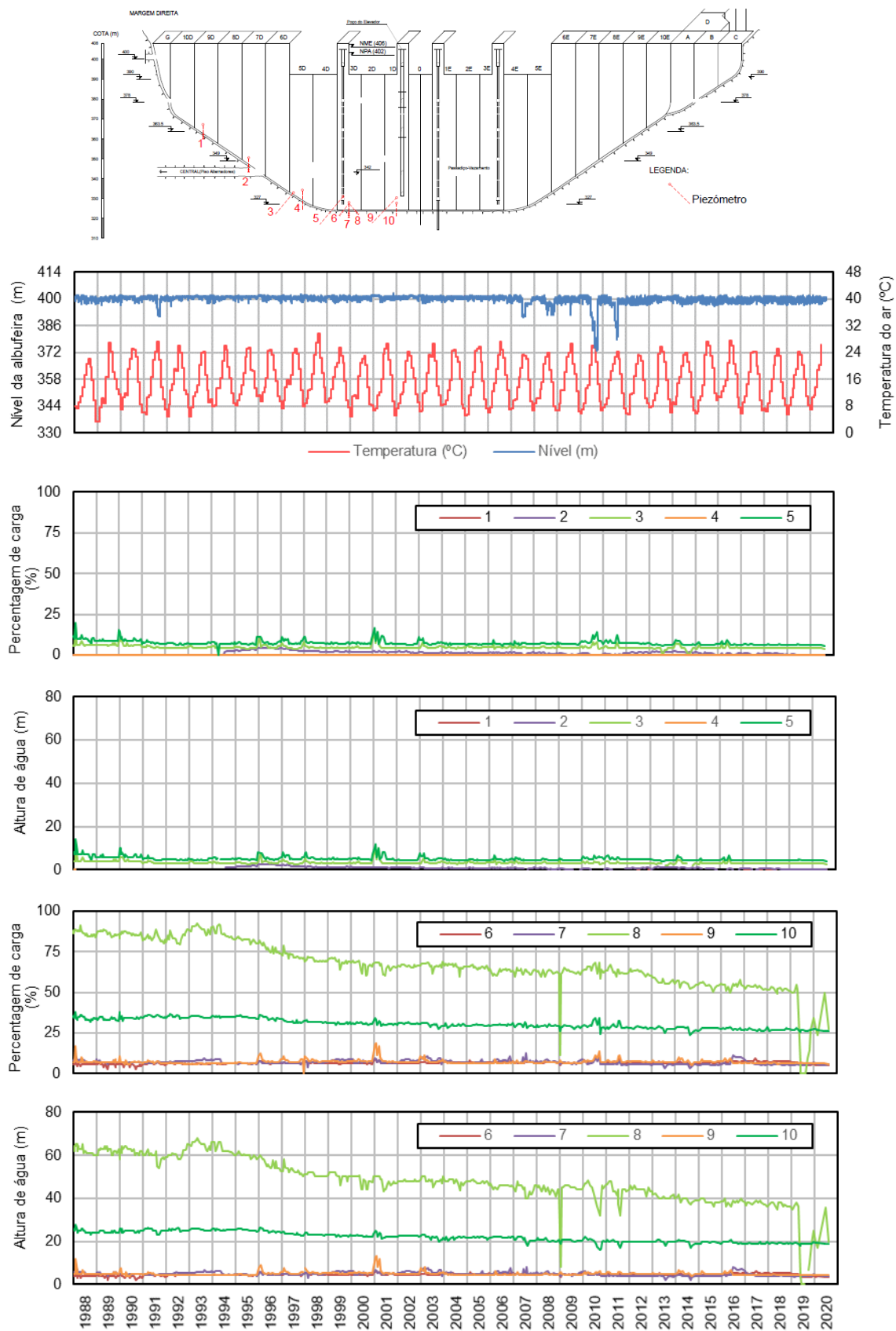


FIGURA 52 - Subpressões observadas nos piezômetros 1 a 10, em termos de altura de água equivalente (m) e de percentagem de carga (%), entre 1988 e 2020.

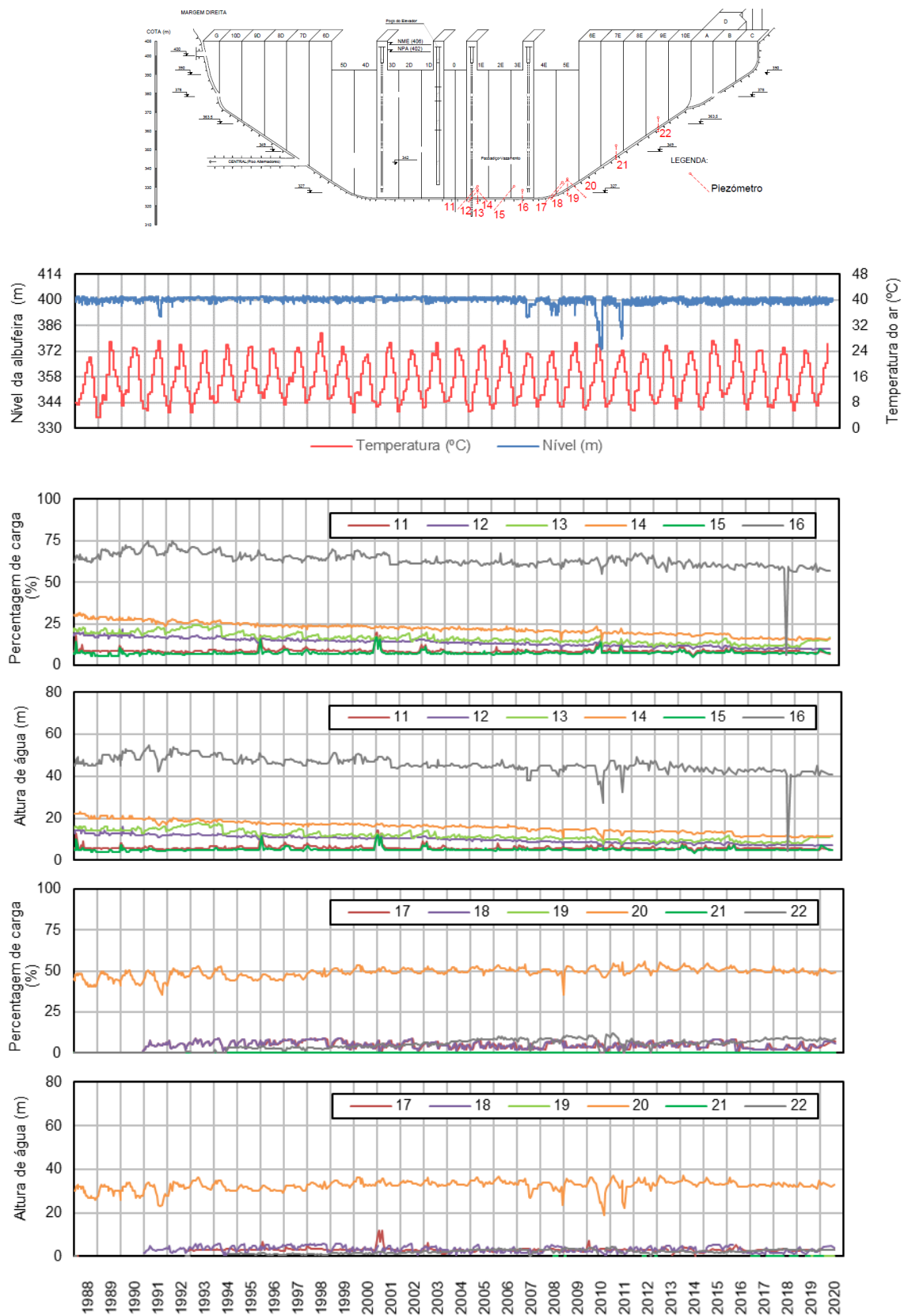


FIGURA 53 - Subpressões observadas nos piezômetros 11 a 22, em termos de altura de água equivalente (m) e de percentagem de carga (%), entre 1988 e 2020.

5.2.2. Temperatura do ar

Na FIGURA 54 apresenta-se a evolução da temperatura média mensal do ar no local da barragem, entre 1984 e 2020, calculada a partir dos registos diários do sensor de temperatura.

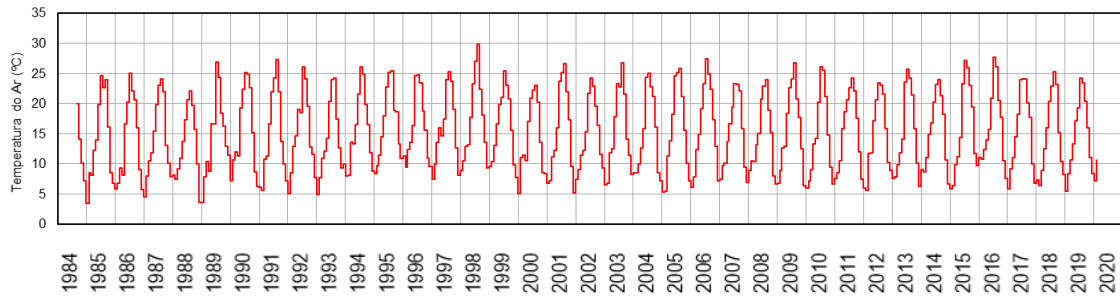


FIGURA 54 - Temperaturas do ar médias mensais entre 1984 e 2020.

Como seria de esperar, a temperatura média mensal do ar não sofreu alterações ao longo do período em análise. Pode verificar-se que as temperaturas mais elevadas ocorreram em julho e agosto, ao passo que as temperaturas mais baixas aconteceram no final de janeiro.

Foi ajustada às temperaturas do ar observadas, através do método dos mínimos quadrados, uma função harmónica de período anual (Silveira, 1961), com a forma,

$$T(t) = T_m + S_a \cos\left(\frac{2\pi}{365}(t - \phi)\right) \quad (33)$$

em que T_m é a temperatura média anual, t é o tempo em dias decorrido desde o início do ano e S_a e ϕ são, respetivamente, a semi-amplitude e o número de dias após o início do ano até à data correspondente ao máximo da temperatura anual.

Na função ajustada a temperatura média anual é de 15,0 °C, a semi-amplitude é de 8,6 °C e a desfasagem é de cerca de 208 dias (FIGURA 55).

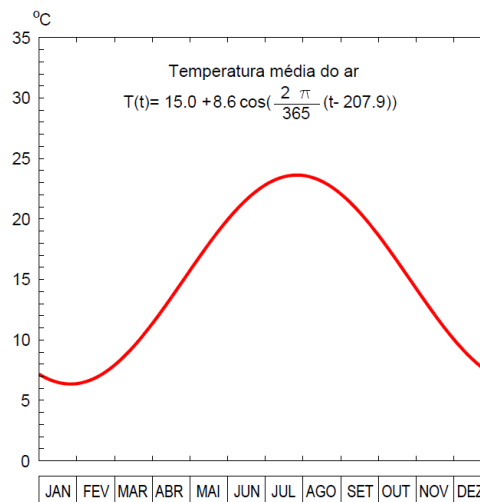
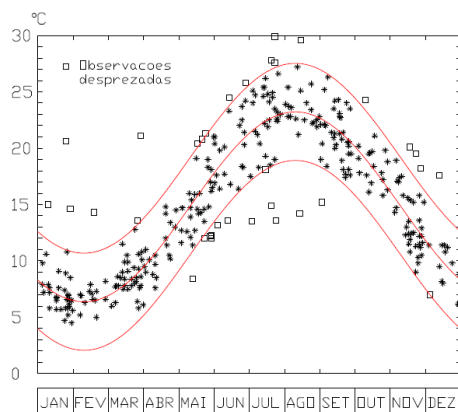


FIGURA 55 - Onda térmica anual média do ar, obtida a partir das temperaturas observadas entre 1984 e 2018 (adaptado dos elementos fornecidos pelo LNEC).

5.2.3. Temperatura da água da albufeira

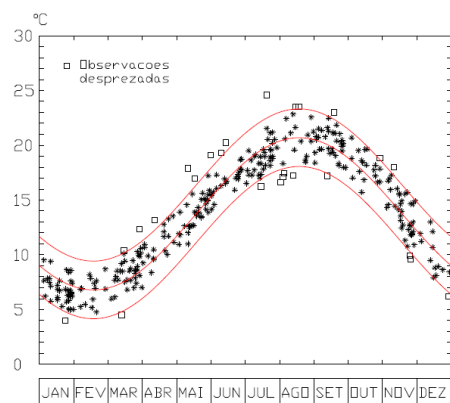
A temperatura da água da albufeira é influenciada por diversos fatores relacionados com as características da albufeira (profundidade e volume) e com o regime da sua exploração.

Estão instalados no paramento de montante da barragem um total de 17 pares termoelétricos, que permitem medir a temperatura da água da albufeira. Como estão dispostos a várias cotas, é possível conhecer a temperatura da água em profundidade. Tal como realizado para a temperatura do ar, foram obtidas, pelo método dos mínimos quadrados, as curvas harmónicas que melhor se ajustam aos valores observados da temperatura da água, às cotas 400,00 m, 385,00 m, 357,00 m e 342,00 m. Na FIGURA 56 representam-se graficamente as curvas ajustadas e na TABELA 9 sintetizam-se os valores dos parâmetros das funções ajustadas para as diferentes cotas.



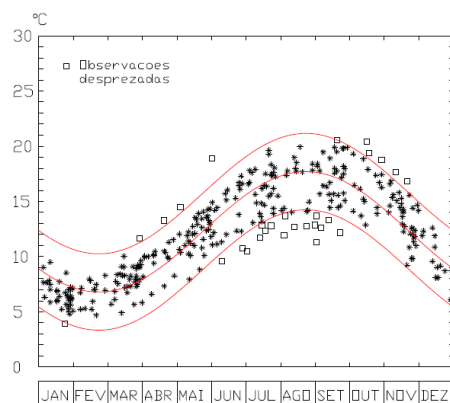
TEMPERATURA DA ÁGUA À COTA 400,00 m

$$T(t) = 14.80 + 8.42 \cos\left(\frac{2\pi}{365}(t - 222.25)\right)$$



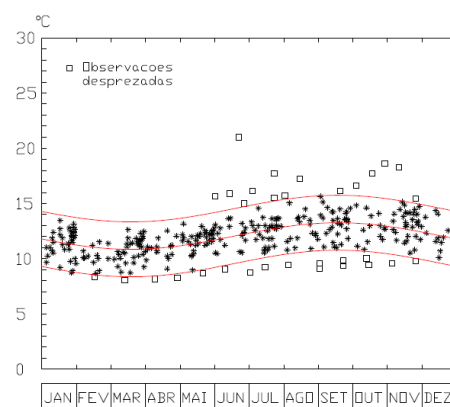
TEMPERATURA DA ÁGUA À COTA 385,00 m

$$T(t) = 13.75 + 6.95 \cos\left(\frac{2\pi}{365}(t - 230.25)\right)$$



TEMPERATURA DA ÁGUA À COTA 357,00 m

$$T(t) = 12.25 + 5.45 \cos\left(\frac{2\pi}{365}(t - 235.20)\right)$$



TEMPERATURA DA ÁGUA À COTA 342,00 m

$$T(t) = 12.06 + 1.20 \cos\left(\frac{2\pi}{365}(t - 260.74)\right)$$

FIGURA 56 - Ondas térmicas anuais médias da água da albufeira a várias profundidades, entre 1984 e 2020.

TABELA 9 - Valores dos parâmetros das funções harmônicas representativas da temperatura da água da albufera a diferentes cotas.

Cota (m)	T_m (°C)	S_a (°C)	ϕ
400,00	14,80	8,42	222,25
385,00	13,75	6,95	230,20
357,00	12,25	5,45	235,20
342,00	12,06	1,20	260,74

Tendo em conta os valores da temperatura média e da amplitude das ondas térmicas ajustadas para cada cota, representa-se na FIGURA 57 a variação da temperatura média, máxima e mínima da água em profundidade. Podem notar-se as grandes amplitudes térmicas para pequenas profundidades, ao passo que para profundidades da ordem de 60 m, as amplitudes são bastante reduzidas.

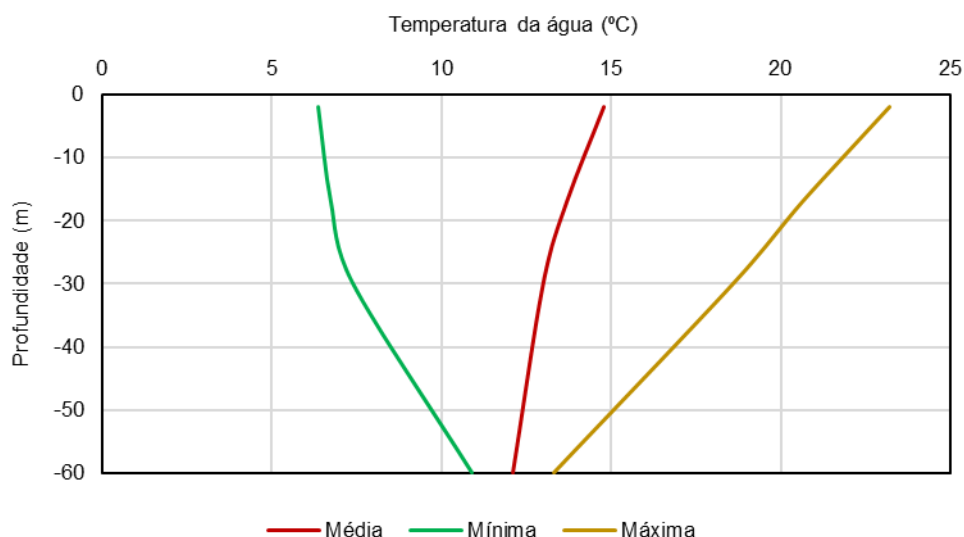


FIGURA 57 - Variação com a profundidade da temperatura média anual, mínima e máxima da água da albufera.

5.3. Evolução das respostas térmica e estrutural

5.3.1. Temperaturas no corpo da barragem

As temperaturas do betão são medidas com pares termoeletricos embebidos no corpo da barragem. Da FIGURA 88 à FIGURA 91 do capítulo seguinte e no Anexo A são apresentadas, em conjunto com os temperaturas calculados com o modelo térmico desenvolvido no âmbito do presente trabalho, as temperaturas observadas nos pares termoeletricos, entre fevereiro de 1983 e fevereiro de 2020.

Verifica-se que a evolução das temperaturas no corpo da obra é coerente com a evolução das temperaturas do ar e da água e com o comportamento térmico deste tipo de obras, existindo amplitudes térmicas significativas junto ao paramento de jusante, nas cotas elevadas do paramento de montante, sendo mais reduzidas no interior da barragem e nas cotas baixas do paramento de montante.

5.3.2. Deslocamentos horizontais da barragem

Os deslocamentos horizontais da barragem são observados através de uma rede de triangulação planimétrica e em três fios de prumo. Como existem dois métodos diferentes para observar os deslocamentos horizontais, é possível detetar eventuais anomalias em algum dos sistemas.

Da FIGURA 99 à FIGURA 108 do capítulo seguinte e no Anexo B - apresentam-se, em conjunto com os deslocamentos calculados com o modelo matemático, os diagramas da evolução no tempo dos deslocamentos radiais e tangenciais observados através de fios de prumo e de métodos geodésicos, entre fevereiro de 1983 e fevereiro de 2020.

A barragem apresenta um comportamento praticamente simétrico, sendo os resultados observados através de fios de prumo consistentes com os resultados observados através de métodos geodésicos, o que atesta a qualidade dos resultados observados com os dois sistemas.

Verifica-se, até cerca de 1990, que os deslocamentos radiais são reversíveis e acompanham a variação das principais ações (nível de água na albufeira e temperaturas do ar e da água), na generalidade dos pontos de medida. A partir desta data ocorreram deslocamentos radiais permanentes para montante, que estarão relacionados com o processo expansivo do betão da barragem.

Relativamente aos deslocamentos tangenciais, os valores são bastante reduzidos, com exceção dos medidos na base coordinómetro, à cota 405,00 m, do fio de prumo 3 (localizado do lado da margem esquerda), em que se verificam deslocamentos permanentes no sentido da margem direita, que são também observados com métodos geodésicos. Refere-se, no entanto, que no lado da margem direita, o fio de prumo 2 não regista deslocamentos permanentes no sentido da margem esquerda, não havendo, portanto, simetria neste caso particular.

5.3.3. Deslocamentos verticais da barragem

Como referido anteriormente, os deslocamentos verticais da barragem são observados através de nivelamentos geométricos de precisão no coroamento, em 6 marcas de observação.

Na FIGURA 58 apresentam-se as deformadas verticais em 5 épocas de observação relativamente à campanha de referência realizada em 1977, verificando-se que existe uma tendência clara de empolamento, consistente com o desenvolvimento de reações expansivas no betão da barragem.

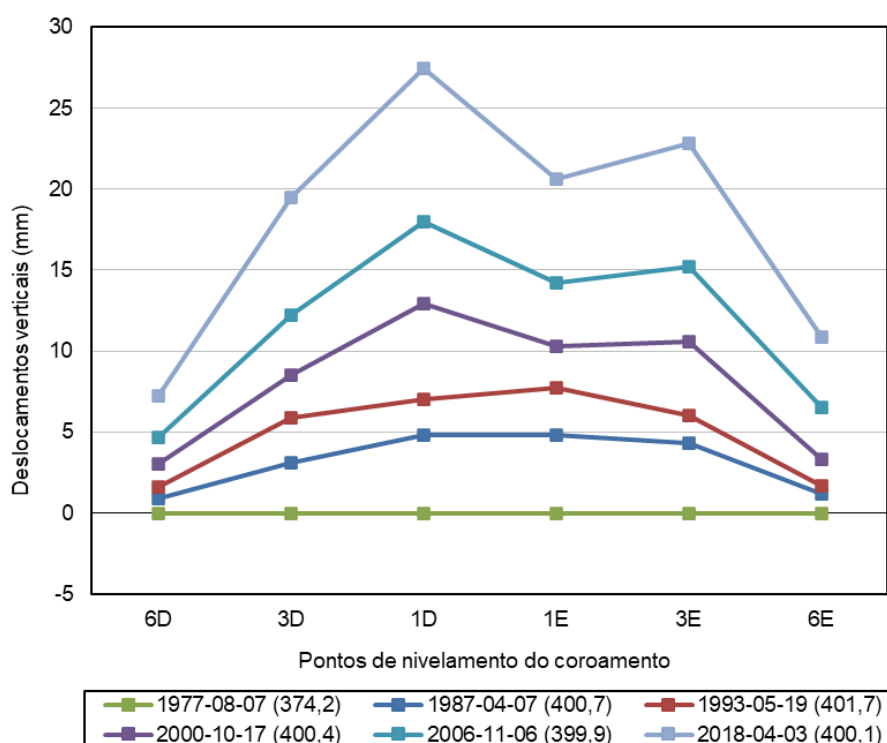


FIGURA 58 – Deformadas verticais no coroamento da barragem, observadas por nivelamento de precisão.

Como esperado, os blocos centrais são aqueles que apresentam maior deslocamento vertical, cerca de 27 mm, na marca 1D, e 23 mm, na marca 3E, desde 1977.

Tal como realizado para os deslocamentos horizontais da barragem, no capítulo seguinte apresenta-se a comparação entre os deslocamentos verticais observados e os calculados com o modelo matemático (FIGURA 109 à FIGURA 114).

5.3.4. Extensões observadas em extensômetros corretores

Nas FIGURAS 59, 60 e 61 apresentam-se os diagramas de evolução das extensões medidas, entre 1986 e 2019, nos extensômetros corretores dos grupos de extensômetros que se encontram embecidos no betão do corpo da barragem e que fornecem resultados fiáveis.

Os extensômetros corretores estão isolados do campo de tensões da barragem, permitindo medir extensões devidas a variações de temperatura e a aumentos do volume do betão devidos, por exemplo, às expansões. Para cada um dos extensômetros foram ajustadas, de forma iterativa, curvas de evolução das expansões (TABELA 10) com o formato da função sigmoide apresentada na equação (21), que representa a evolução das expansões livres no betão.

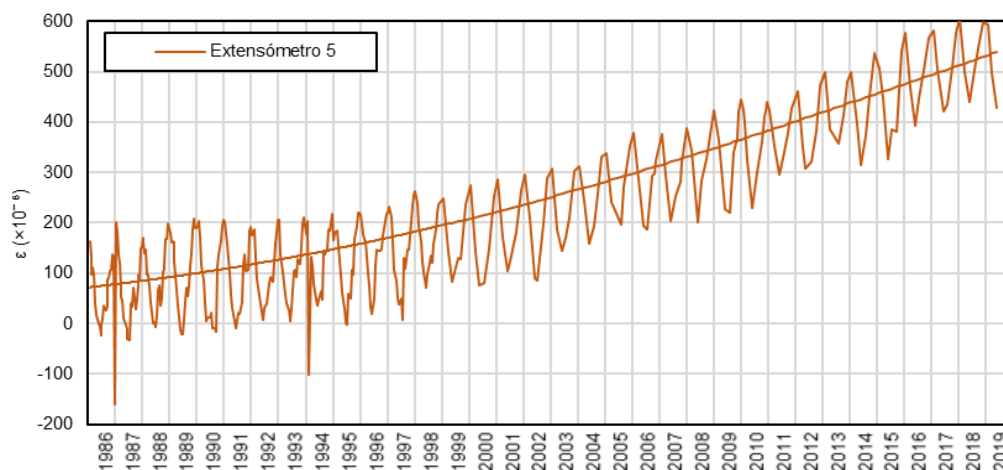


FIGURA 59 - Extensões livres do betão do bloco 0 entre 1986 e 2019, registadas no extensómetro corretor do grupo 5, e ajuste de uma função exponencial aos valores observados.

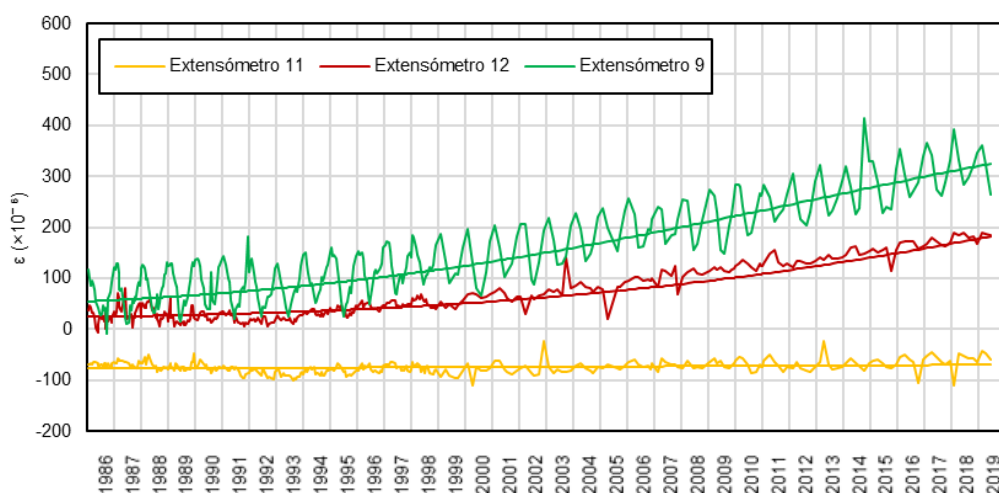


FIGURA 60 - Extensões livres do betão do bloco 6D entre 1986 e 2019, registadas nos extensómetros corretores do grupo 9, 11 e 12, e ajuste de funções exponenciais aos valores observados.

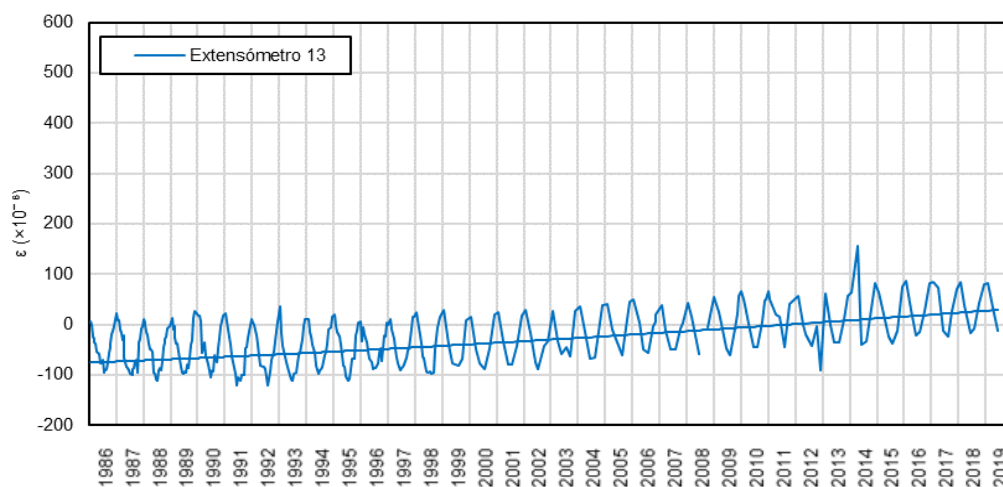


FIGURA 61 - Extensões livres do betão do bloco 9D entre 1986 e 2019, registada no extensómetro corretor do grupo 13, e ajuste de uma função exponencial aos valores observados.

TABELA 10 - Valores dos parâmetros das funções exponenciais ajustados às extensões observadas nos extensômetros corretores.

Designação do extensômetro	Grupo 5 Código 30	Grupo 9 Código 54	Grupo 11 Código 66	Grupo 12 Código 72	Grupo 13 Código 78
Bloco	Bloco 0	Bloco 6D, jusante	Bloco 6D, montante int.	Bloco 6D, montante	Bloco 9D, jusante
n	3,0	3,9	1,5	4,3	2,0
t_{hs} (dias)	20 000	18 000	50 000	24 000	25 000
ε_∞ (× 10⁻⁶)	1000	400	120	500	450

Pode notar-se que os valores estimados das expansões a longo prazo são muito variáveis. Os valores máximo, mínimo e médio da expansão a tempo infinito, nas cinco curvas ajustadas, são de cerca de 1000×10^{-6} , 120×10^{-6} e 500×10^{-6} , respetivamente.

5.3.5. Deslocamentos relativos em juntas de contração

Os movimentos de abertura/fecho e deslizamento das juntas de contração, observados através de bases de alongâmetro e medidores de movimentos de juntas, são, em geral, muito pequenos e não apresentam tendências evolutivas, sendo genericamente reversíveis e diretamente relacionados com a sazonalidade da variação das ações térmicas, com exceção dos movimentos observados nos trechos superiores das juntas 8D-7D-6D e 6E-7E-8E, que são representados na FIGURA 62. Nestas bases verificam-se as maiores amplitudes anuais de abertura/fecho (cerca de 1,5 mm nas bases 11 e 12) e também a existência de tendências evolutivas claras, tanto nos movimentos de abertura/fecho, como nos movimentos de deslizamento entre blocos, sendo de cerca de 2,0 mm de abertura nas bases 11 e 12. Verifica-se, assim, uma situação de continuidade estrutural e a ausência de movimentos relativos com significado entre blocos, com exceção das cotas mais elevadas da barragem, sendo que nessas cotas o funcionamento de arco interrompido pelos vãos do descarregador de cheias.

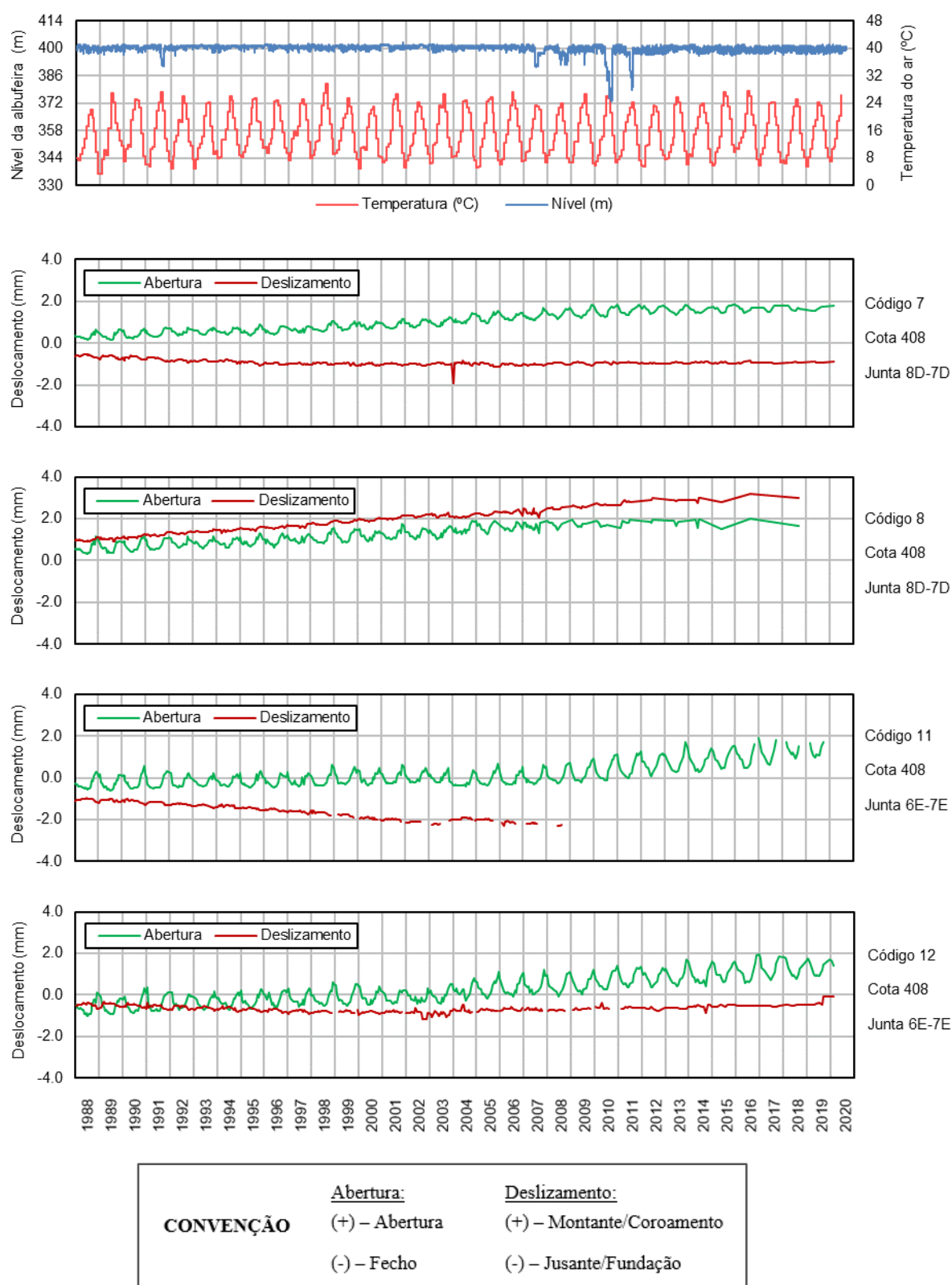


FIGURA 62 - Evolução dos movimentos de abertura/fecho e de deslizamento observados nas bases de alongâmetro com os códigos 7, 8, 11 e 12.

5.4. Evolução da resposta hidráulica da fundação

Na FIGURA 63 apresentam-se os caudais medidos nas principais bicas da barragem, localizadas na GGD (BMD e BME) e no vazamento (DGV), e em três drenos (PEM-57, PEM-87 e EE2-JT) selecionados por serem aqueles que apresentam maior caudal. Verifica-se que os caudais são reduzidos. Na bica BMD, que coleta as águas provenientes da margem direita, os caudais são praticamente nulos, com exceção de algumas situações pontuais (tendo o caudal máximo, de cerca de 40 l/min, sido registrado em 2002). Na bica BME, que coleta as águas da margem esquerda, os caudais apresentam uma tendência de redução no tempo, sendo de cerca de 7,5 l/min em meados de 2020. Os caudais medidos na bica DGV no vazamento também são reduzidos, apresentando valores estáveis de cerca de 4 l/min desde 2003, existindo apenas um período, em 2012, em que foram registrados valores de cerca de 15 l/min, devido às obras de reforço de potência.

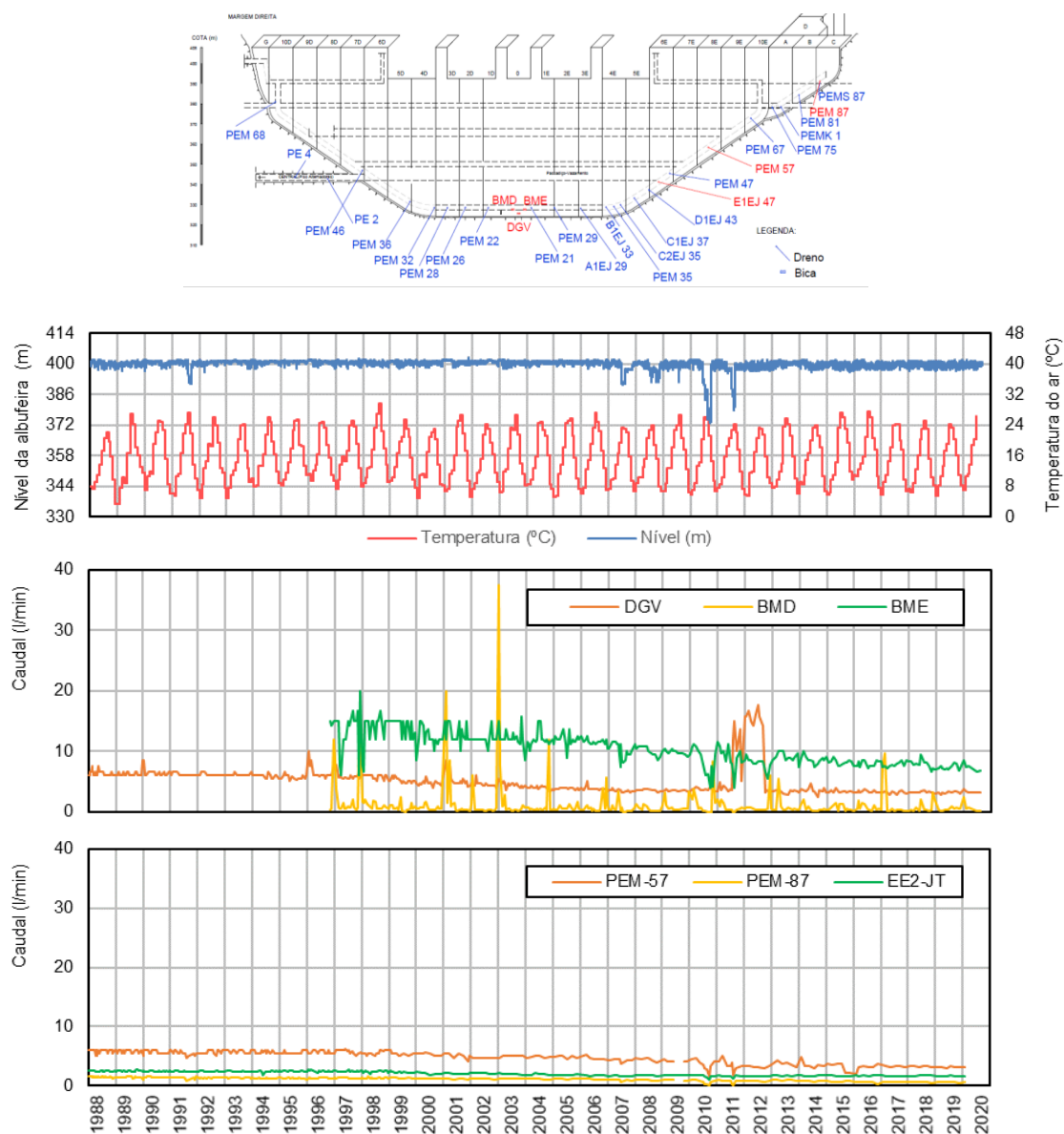


FIGURA 63 – Caudais observados em drenos e bicas, entre 1988 e 2020, incluindo-se, em cima, a localização dos drenos e bicas em alçado (a vermelho, os drenos e bicas considerados).

5.5. Inspeções visuais

Com periodicidade trienal, o LNEC realiza inspeções detalhadas à barragem e ao seu sistema de observação, tendo a última sido efetuada em junho de 2019 (LNEC, 2020). Nessas inspeções são observadas todas as superfícies aparentes da barragem, o que pode permitir a deteção de eventuais fenómenos de degradação dos materiais e da própria estrutura.

Nestas inspeções tem sido dada particular atenção ao aparecimento de produtos das reações expansivas em zonas localizadas e de fendilhação difusa, do tipo “craquelê”, em algumas zonas dos paramentos, que têm tido ligeira progressão nos últimos anos (FIGURA 17 e FIGURA 18).

(Página intencionalmente deixada em branco)



Interpretação do comportamento da barragem da Bemposta com modelos térmico e estrutural

6.1. Considerações gerais

Neste capítulo apresentam-se os resultados obtidos com os modelos numéricos de elementos finitos, nas vertentes térmica e estrutural, usados para interpretar o comportamento observado da barragem da Bemposta.

Em primeiro lugar descrevem-se as etapas consideradas para a obtenção da malha tridimensional de elementos finitos do conjunto barragem-fundação (FIGURA 64).

Tendo em conta que as juntas da barragem se encontram globalmente fechadas, existindo, portanto, uma situação de continuidade estrutural na barragem, tal como referido anteriormente, foi adotado um modelo contínuo e homogéneo, sem consideração das juntas de contração verticais.

De modo a incluir os efeitos da fluência e da relaxação do betão, foi considerado um modelo viscoelástico com maturação. Para o maciço rochoso de fundação foi considerado um comportamento elástico linear.

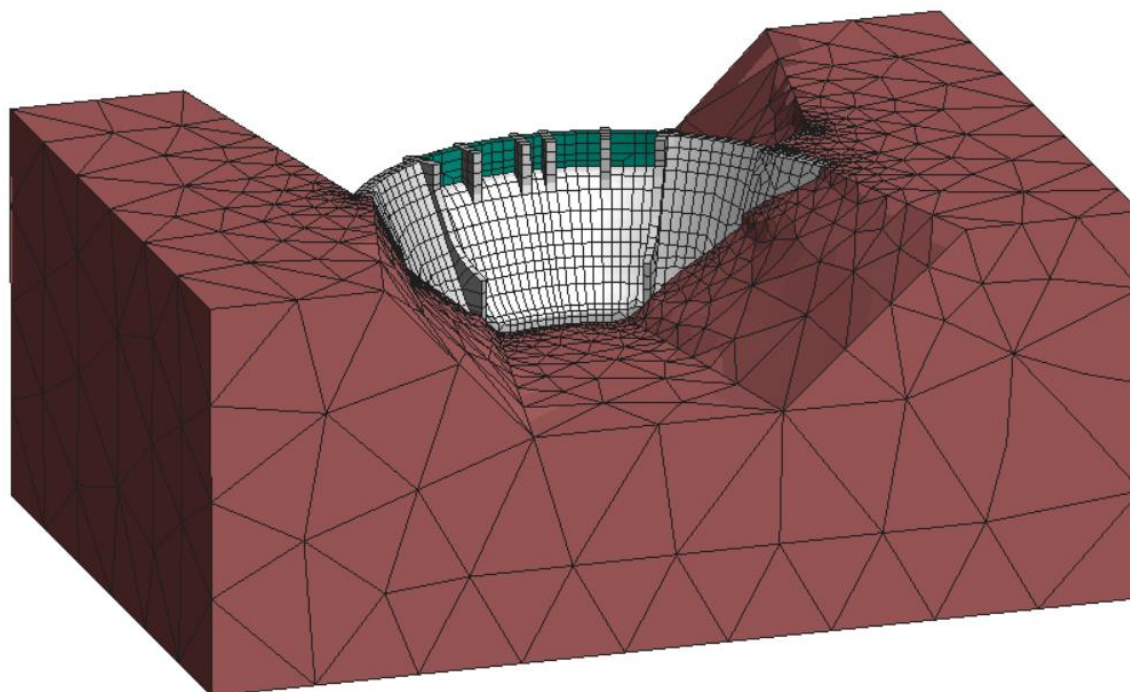


FIGURA 64 - Malha de elementos finitos do conjunto barragem-fundação.

O modelo térmico permitiu calcular o campo de temperaturas no corpo da barragem ao longo do tempo, tendo em consideração as temperaturas do ar, nas zonas emersas dos paramentos, e da água, nas zonas imersas. Nas fronteiras em contacto com o ar foi também considerado o fluxo de calor devido à radiação solar, tendo por essa razão sido usada uma discretização horária no domínio do tempo.

No modelo estrutural foram considerados os efeitos do peso próprio, da pressão hidrostática no paramento de montante, das variações de temperatura no corpo da barragem (calculadas com o modelo térmico) e das ações expansivas, tendo sido usada uma discretização semanal no tempo destas ações.

Refere-se que os resultados numéricos são comparados com os observados, o que permitiu validar os modelos e interpretar o comportamento da obra, nomeadamente no que se refere aos efeitos das expansões.

6.2. Malha de elementos finitos do conjunto barragem-fundação

6.2.1. Aspectos gerais

A geração de malhas tridimensionais de elementos finitos de estruturas de barragens de betão com geometria complexa é, em geral, um processo muito moroso, já que não pode ser realizada de forma totalmente automatizada. Existem atualmente programas comerciais que permitem gerar automaticamente malhas de elementos finitos tetraédricos, mesmo para geometrias complexas. Pelo contrário, a geração automática de malhas de hexaedros de boa qualidade mantendo um número reduzido de elementos, ainda não é possível.

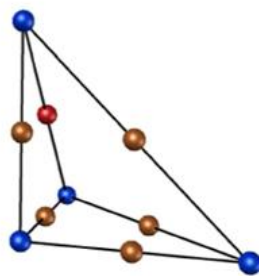
No LNEC, na análise estrutural de barragens abóbada são tradicionalmente usadas malhas de elementos hexaédricos com 20 pontos nodais, tanto para a barragem como para o maciço de fundação. Estas malhas podem ser geradas de forma semi-automática, a partir de uma malha plana em alçado da barragem e das equações de definição dos paramentos, considerando um número constante de elementos em espessura. No caso de barragens gravidade ou arco gravidade, esta estratégia tem a desvantagem de conduzir à utilização de elementos de grande dimensão junto da fundação e muito pequenos junto ao coroamento. Por outro lado, a automatização da geração de vazamentos ou de estruturas salientes é complexa.

Por estas razões, no caso da barragem da Bemposta optou-se por gerar manualmente a malha de hexaedros do segundo grau do corpo da barragem, com auxílio de um programa de desenho assistido por computador em 3D (*AutoCAD*).

Relativamente à malha da fundação, optou-se por elementos tetraédricos de segundo grau, com 10 pontos nodais (FIGURA 65 (a)), que permitem a geração da malha de forma totalmente automática (usando o software *GiD*) a partir da superfície inferior da malha da barragem e das superfícies exteriores que limitam o volume do maciço de fundação considerado.

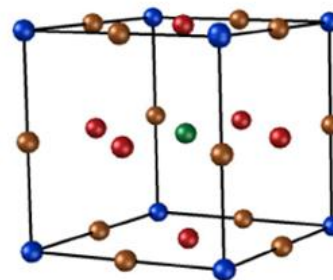
Para garantir a continuidade do campo de deslocamentos, na superfície de interface, entre a malha da fundação e da barragem, os pontos nodais têm de coincidir. Por esta razão foram usados no corpo da barragem elementos hexaédricos de 27 pontos nodais (FIGURA 65 (b)), que têm nove pontos nodais por face e permitem fazer a compatibilização geométrica com os pontos nodais dos tetraedros, conforme se mostra na FIGURA 66, em que por cada face de um hexaedro são geradas duas faces de elementos tetraédricos.

Tetraédro



(a)

Hexaédro



(b)

FIGURA 65 - Elemento tetraédrico de 10 pontos nodais (a) e elemento hexaédrico de 27 pontos nodais (b).

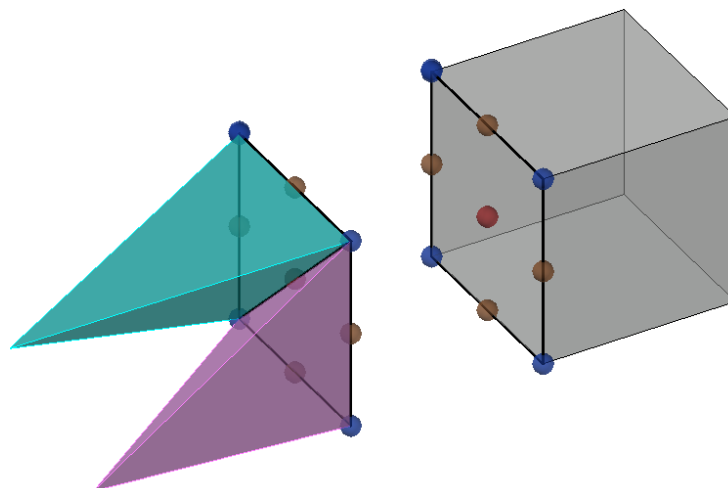


FIGURA 66 - Exemplo da ligação entre um elemento hexaédrico e dois elementos tetraédricos.

A malha gerada do conjunto barragem fundação totaliza 8 300 elementos e 31 181 pontos nodais, dos quais 2 235 são elementos hexaedros e 6 065 são tetraedros. Refere-se que o viaduto e os órgãos hidráulicos não foram considerados, uma vez que a sua influência no comportamento da obra é reduzida. As comportas foram consideradas de forma simplificada, apenas para facilitar a aplicação da pressão hidrostática.

6.2.2. Malha de elementos finitos da barragem

A malha do corpo da barragem foi elaborada, com o auxílio do programa de desenho assistido por computador *AutoCAD*, a partir dos elementos desenhados do projeto da barragem (*Hidro-Eléctrica do Douro*, 1960) e do modelo físico ainda existente no LNEC. Na FIGURA 67 apresentam-se alguns elementos desenhados utilizados, designadamente os perfis pelas juntas 1E-2E (representação com e sem comporta), 2E-3E e 6E-7E, bem como a fotografia do modelo físico.

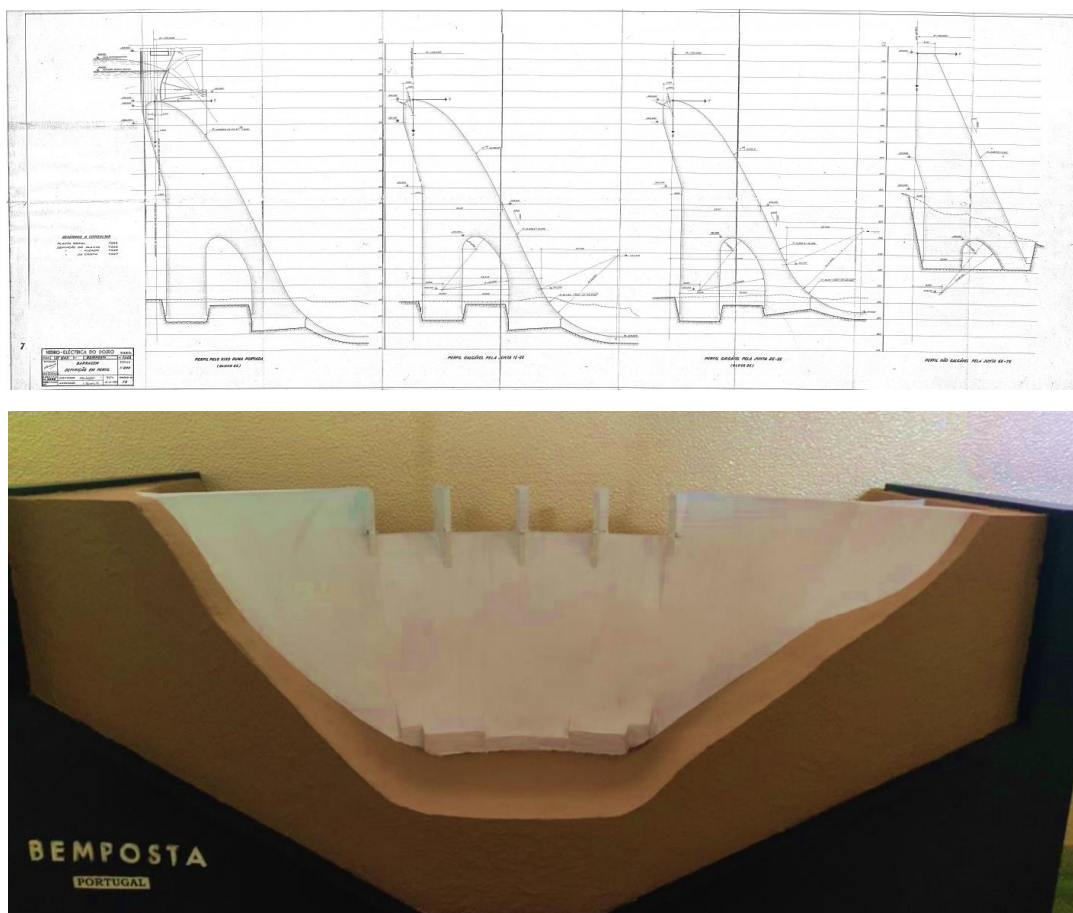


FIGURA 67 – Perfis de algumas juntas de contração (*Hidro-Eléctrica do Douro*, 1960), em cima, e modelo físico existente no LNEC, em baixo.

Em primeiro lugar foram desenhadas, na sua posição tridimensional, as malhas planas dos perfis correspondentes às juntas de contração e também ao meio dos blocos, por se terem usado dois elementos ao longo do desenvolvimento dos blocos (FIGURA 68 e FIGURA 69).

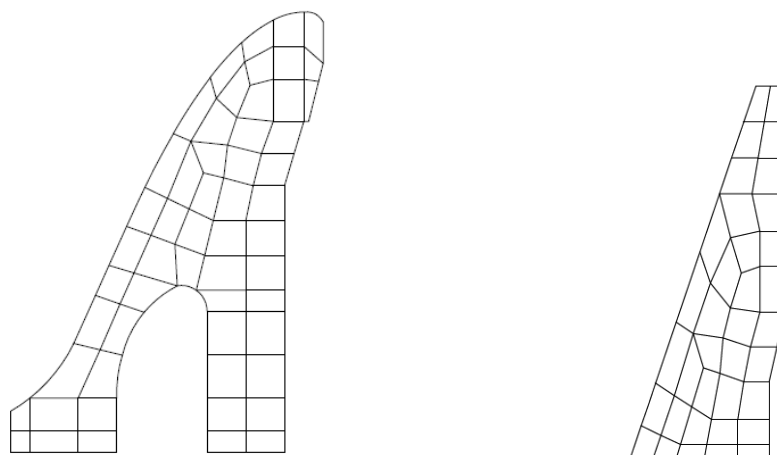


FIGURA 68 - Exemplos das malhas planas dos perfis verticais do bloco 1 (à esquerda) e do bloco 6 (à direita).

Como pode ser observado na FIGURA 68, foram usados na parte inferior do perfil do bloco 1 dois elementos finitos, entre os paramentos e o vazamento, e 5 elementos na parte central do corpo da barragem, imediatamente acima do vazamento, que tem uma espessura de cerca de 25 m. No perfil realizado no bloco 6, em que já não existe vazamento, foram usados 5 elementos em espessura junto da fundação e apenas dois no coroamento, tendo estes uma dimensão semelhante (cerca de 5,0x5,0 m de lado). Como os blocos têm 12,0 m de desenvolvimento em planta, na direção normal aos perfis os elementos finitos têm 6,0 m.

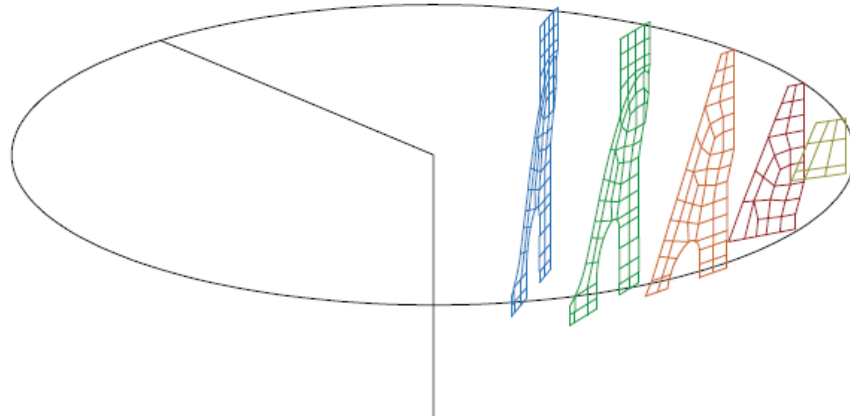


FIGURA 69 – Esquema com a disposição dos perfis em perspectiva.

Uma vez definidas as malhas bidimensionais dos perfis (FIGURA 69), estas foram ligadas na direção longitudinal para a obtenção dos blocos tridimensionais. Refere-se que a compatibilização das malhas entre perfis não é trivial no caso do número de elementos em espessura ser diferente entre perfis adjacentes.

Foi tirado partido da simetria da barragem entre encontros, tendo os blocos do lado da margem direita sido obtidos por simetria a partir dos blocos da margem esquerda. As malhas dos blocos dos encontros foram desenhadas posteriormente (FIGURA 70).

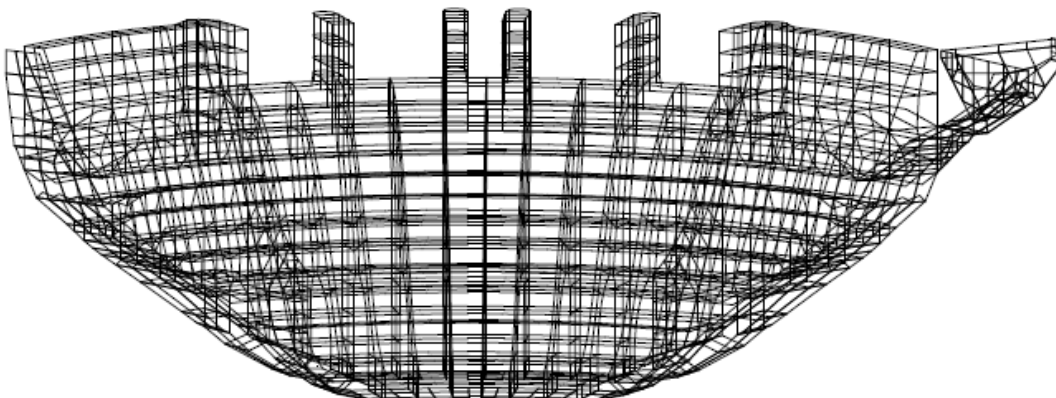


FIGURA 70 – Perspetiva de jusante da malha de elementos finitos da barragem, em AutoCAD.

Os elementos correspondentes às comportas foram também desenhados, mas não estão representadas na figura anterior, para facilitar a visualização da malha da barragem.

Na FIGURA 71 está representada a planta da malha de elementos finitos da barragem, desenhada em *AutoCAD*, sendo claro que é definida por arcos circulares.

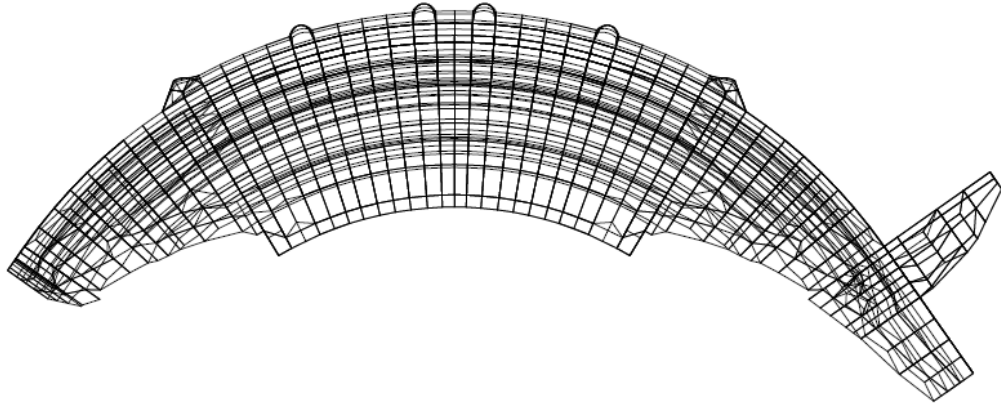


FIGURA 71 - Planta da malha de elementos finitos da barragem, em *AutoCAD*.

As coordenadas dos pontos nodais e as incidências dos elementos finitos foram obtidas com o software GiD (para pré e pós-processamento em elementos finitos), a partir da representação tridimensional realizada em *AutoCAD*.

O software GiD permite criar, de forma automática, polígonos com quatro lados, a partir das linhas do desenho, e volumes a partir dos polígonos, sendo depois gerado um elemento hexaédrico de 27 pontos nodais por volume.

A malha tridimensional gerada para a barragem da Bemposta é composta por 28091 pontos nodais, formando 2235 elementos hexaédricos, dos quais 2173 definem o corpo da barragem e 62 representam as comportas (FIGURAS 72 a 75).

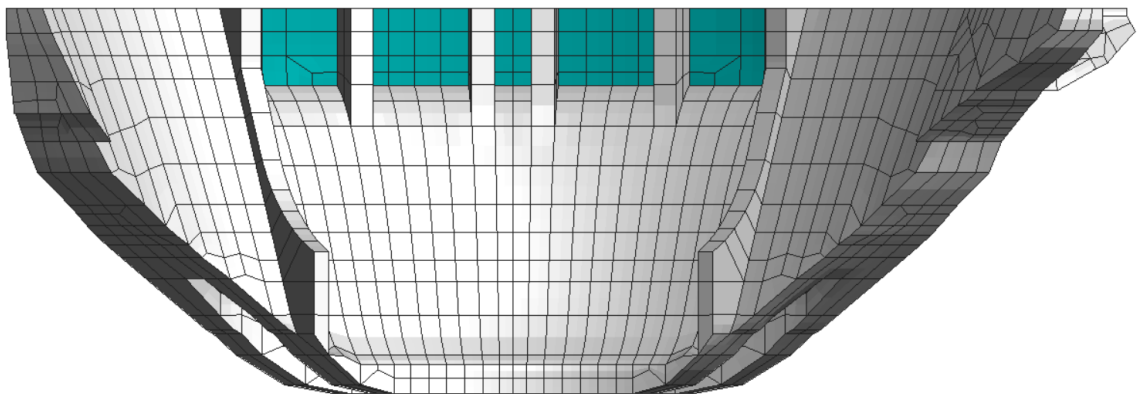


FIGURA 72 – Vista de jusante da malha tridimensional de elementos finitos da barragem da Bemposta.

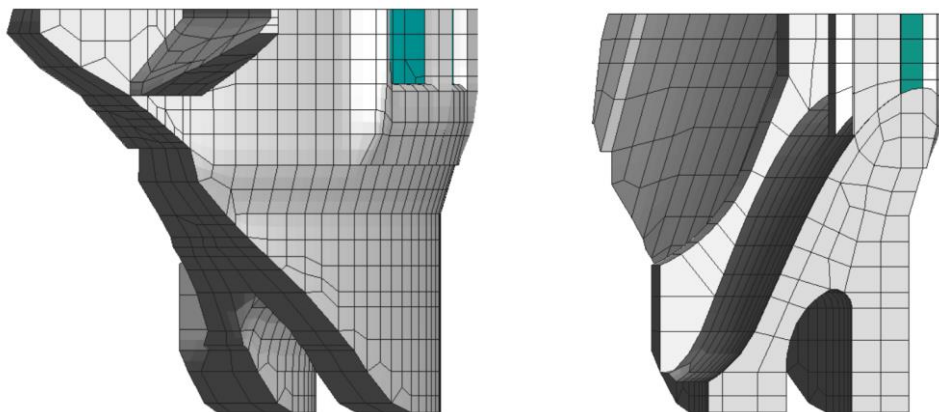


FIGURA 73 – Vista da margem esquerda, à esquerda, e corte pelo eixo, à direita, da malha tridimensional de elementos finitos da barragem da Bemposta.

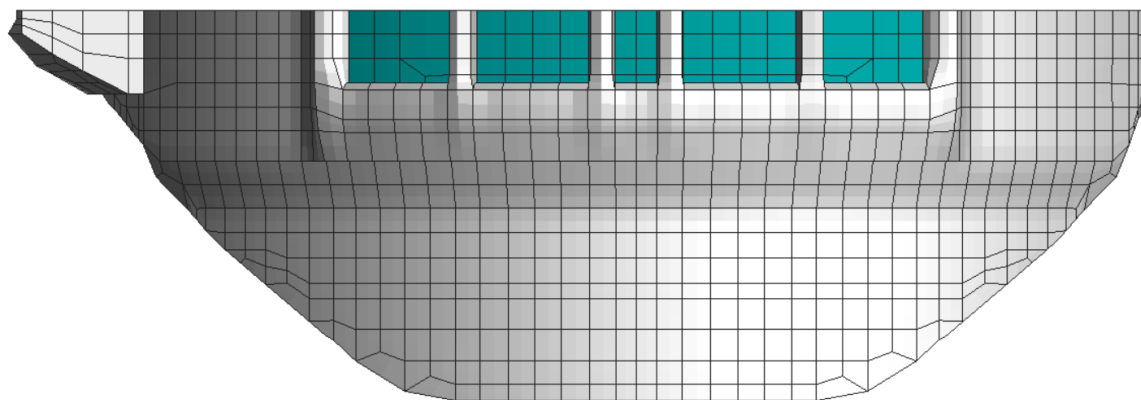


FIGURA 74 – Vista de montante da malha tridimensional de elementos finitos da barragem da Bemposta.

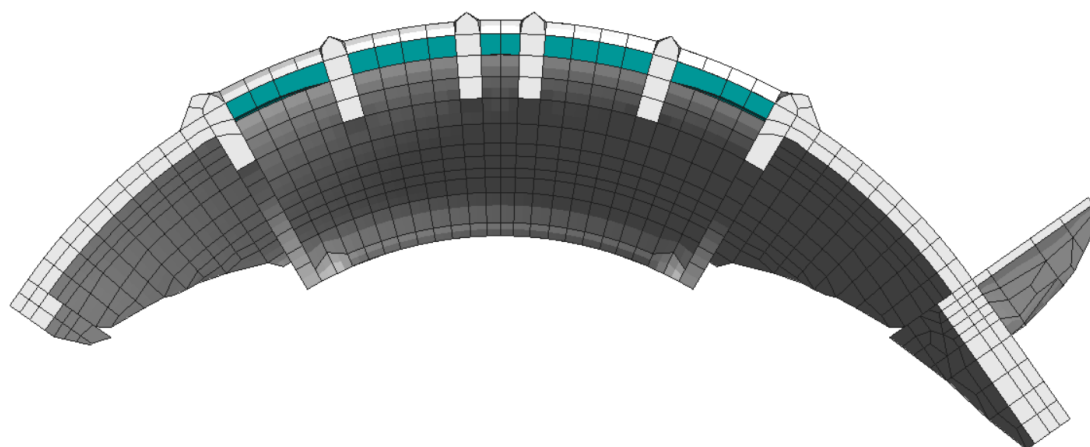


FIGURA 75 – Planta da malha tridimensional de elementos finitos da barragem da Bemposta.

6.2.3. Malha de elementos finitos da fundação

Tal como referido anteriormente, a malha da fundação foi gerada automaticamente pelo software GiD a partir da definição da superfície inferior da malha da barragem (FIGURA 76) e das restantes superfícies exteriores que limitam o volume do maciço de fundação considerado.

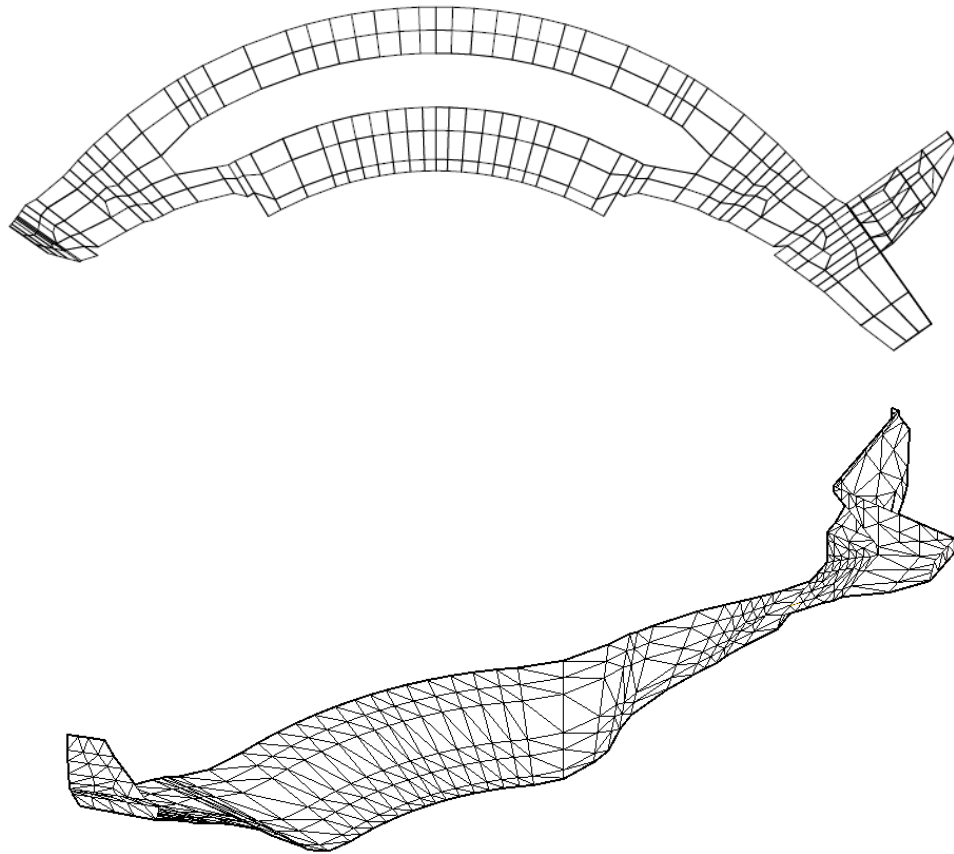


FIGURA 76 - Representação da interface entre a barragem e a fundação: planta sem diagonais, em cima, e perspectiva com diagonais, em baixo.

Refere-se que a superfície inferior da malha tridimensional da barragem é formada por uma malha de elementos com quatro lados. Como referido, para cada uma destes elementos quadriláteros são gerados dois elementos tetraédricos, existindo duas possibilidades para a sua geração, dependendo da diagonal escolhida do quadrilátero (FIGURA 66). Para tal foram desenhadas no *AutoCAD* as diagonais que minimizam a distorção dos elementos (FIGURA 76).

Na FIGURA 77 representam-se, para além da superfície de interface entre a barragem e a fundação, as superfícies exteriores que limitam o volume da malha da fundação. As superfícies laterais e inferiores foram consideradas suficientemente afastadas da barragem.

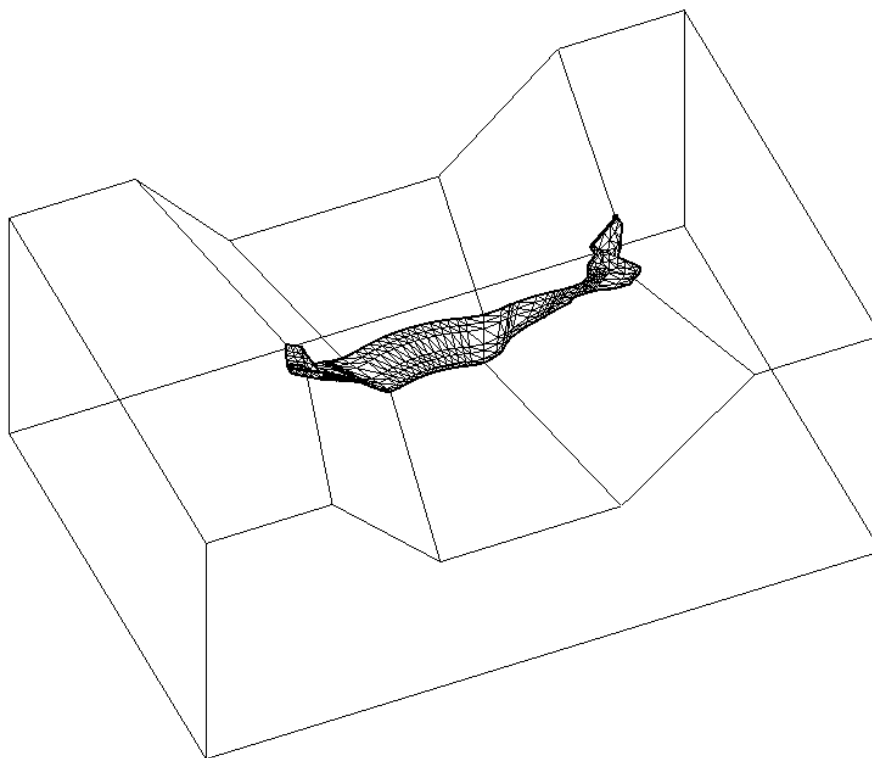


FIGURA 77 – Perspetiva da interface entre a barragem e a fundação e das superfícies exteriores que limitam o volume da malha da fundação.

Nas FIGURAS 78 e 79 representa-se a malha de elementos finitos da fundação, vista de jusante e em planta, respetivamente, e na FIGURA 80 apresenta-se uma perspetiva da malha do conjunto barragem-fundação. Para diminuir o número de elementos finitos na fundação, foram considerados na fundação dimensões médias dos elementos muito maiores que na barragem. O programa de geração automática faz a transição entre a malha fina da superfície de inserção da barragem e a malha mais larga das restantes superfícies exteriores. Refere-se que a discretização considerada na fundação apenas pretende representar o apoio elástico proporcionado à barragem pelo maciço rochoso de fundação.

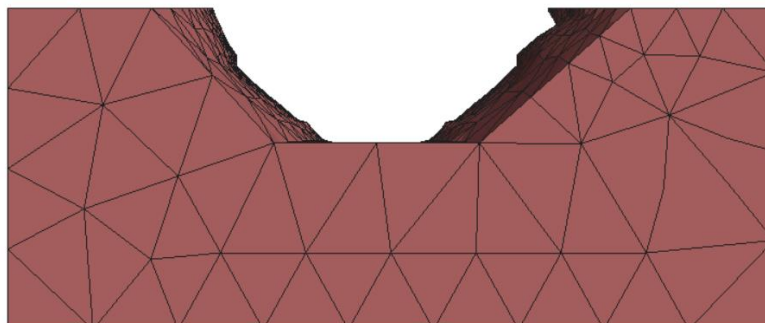


FIGURA 78 - Malha tridimensional da fundação, vista de jusante.

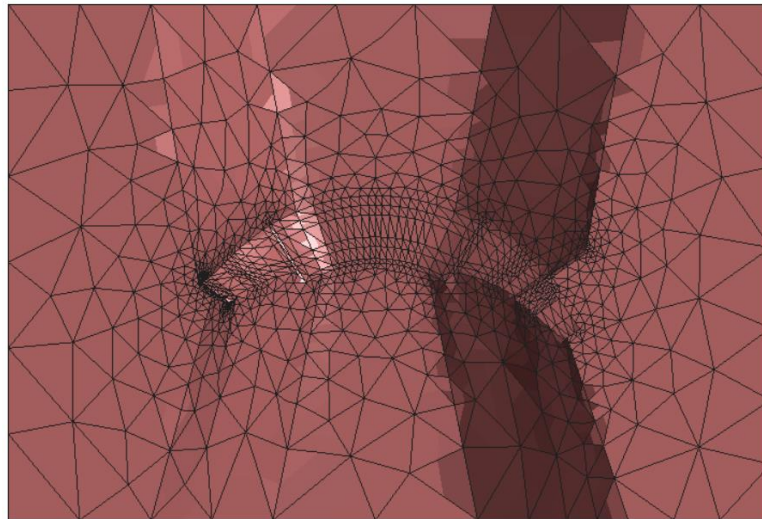


FIGURA 79 - Malha tridimensional da fundação, vista em planta.

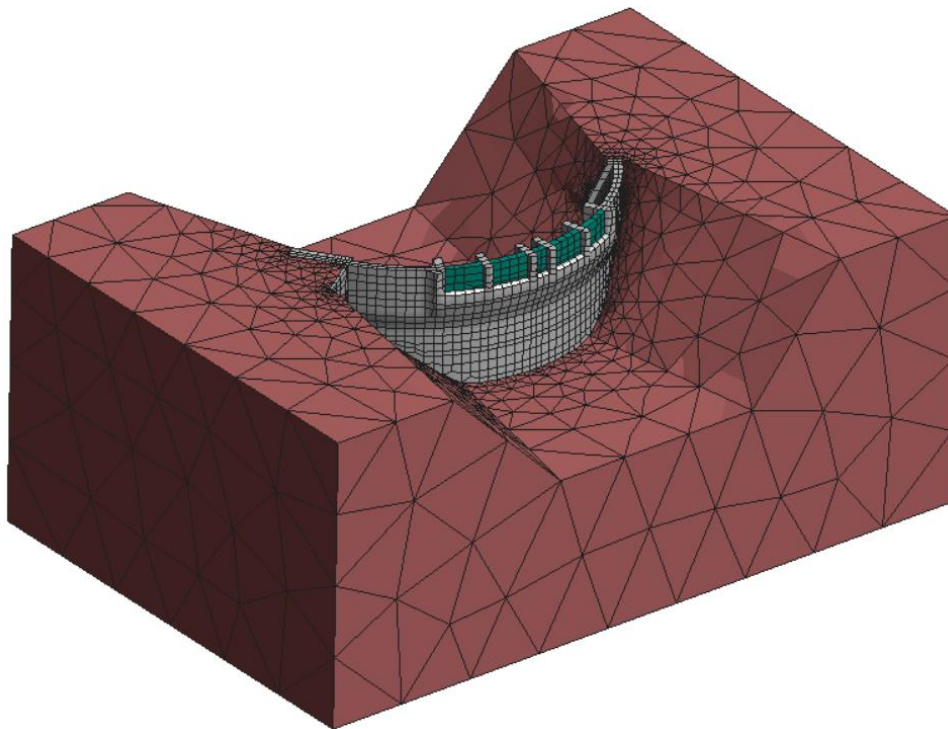


FIGURA 80 - Malha tridimensional do conjunto barragem e fundação. Vista em perspectiva.

6.2.4. Avaliação da qualidade da malha de elementos finitos

Existem alguns critérios para avaliar a qualidade de uma malha de elementos finitos. Na elaboração da malha tentou-se uniformizar o tamanho dos elementos e garantir que o ângulo interno formado entre as arestas dos elementos estivesse próximo de 90° , de forma a minimizar a distorção dos elementos.

Na FIGURA 81 apresenta-se a distribuição acumulada dos valores do mínimo ângulo interno das arestas dos elementos finitos, verificando-se que o ângulo interno dos elementos hexaédricos que compõem a malha da barragem se encontra maioritariamente acima de 60° , o que é um

bom indicador da qualidade da malha realizada. Refere-se que existem poucos elementos com ângulos internos inferiores a 30° e que estes elementos se localizam essencialmente nas estruturas salientes, não afetando, portanto, a qualidade dos resultados no arco-gravidade.

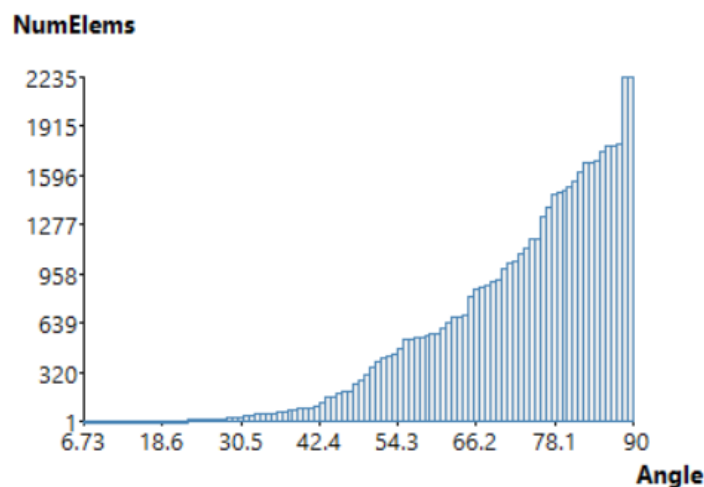


FIGURA 81 - Distribuição acumulada do valor do mínimo dos ângulos internos das arestas dos elementos finitos da malha da barragem (retirado do software GiD).

Outro indicador relevante da qualidade da malha é o valor mínimo do Jacobiano dos elementos finitos (FIGURA 82). Este valor tem de ser sempre positivo, valores pequenos estão associados à distorção das faces dos elementos finitos.

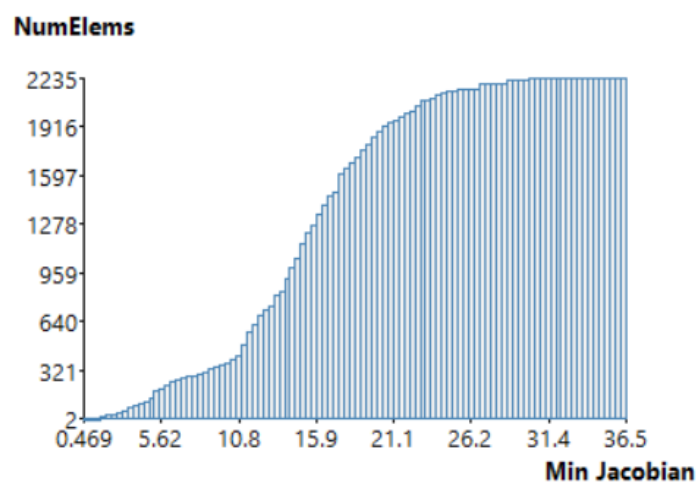


FIGURA 82 - Distribuição acumulada do valor mínimo do Jacobiano dos elementos finitos da malha da barragem (retirado do software GiD).

Verifica-se que a maior parte dos elementos tem um valor mínimo do Jacobiano compreendido entre 10 e 30, o que também indica que o tamanho dos elementos é relativamente uniforme. O menor valor do jacobiano, para a malha do corpo da barragem, foi de 0,469, apenas em dois elementos. Sendo positivo, não se esperam problemas de instabilidade no cálculo numérico.

Foi também avaliada a qualidade da malha dos elementos tetraédricos da fundação. No caso de malhas de tetraedros, para avaliar a distorção das arestas o valor de referência do ângulo interno é 60° . Na FIGURA 83 apresenta-se a distribuição acumulada do valor mínimo dos ângulos

internos das arestas dos elementos finitos, verificando-se que o ângulo mínimo da maior parte dos elementos é superior a 30°.

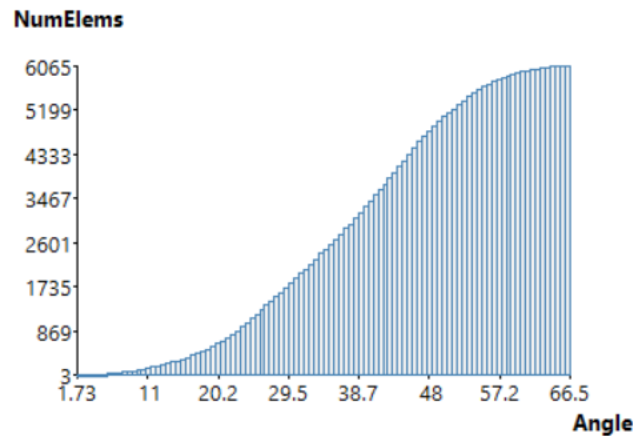


FIGURA 83 - Distribuição acumulada do valor mínimo dos ângulos internos das arestas dos elementos finitos da malha da fundação (retirado do software GiD).

Na FIGURA 84 representa-se a distribuição acumulada do valor mínimo dos jacobianos dos elementos finitos da malha de tetraedros da fundação. Também neste caso é positivo o menor valor do jacobiano. Verifica-se, contudo, que existe uma grande dispersão do valor do jacobiano mínimo dos elementos. Isto deve-se essencialmente à grande variação do tamanho dos elementos, que são muito mais pequenos junto da barragem que junto às restantes superfícies exteriores que limitam lateralmente a malha.

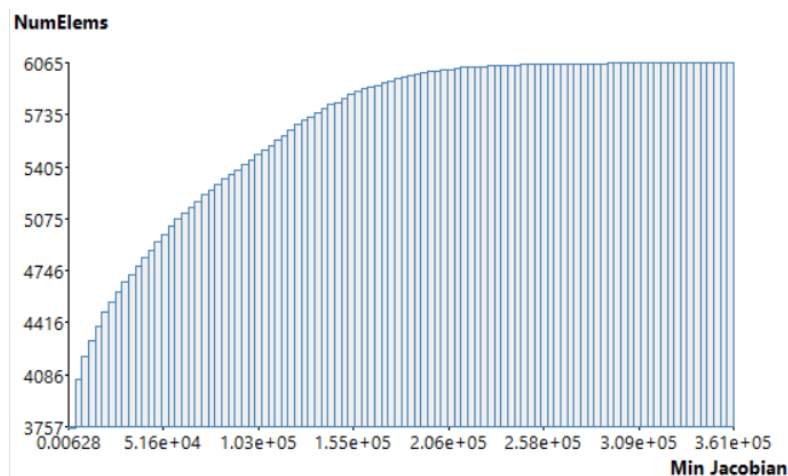


FIGURA 84 - Distribuição acumulada do valor mínimo do jacobiano dos elementos finitos da malha da fundação (retirado do *software* GiD).

6.3. Propriedades dos materiais

6.3.1. Propriedades térmicas do betão da barragem

Em estudo realizado pelo LNEC (1966), foi estimado, a partir dos resultados observados em extensómetros corretores, o valor médio do coeficiente de dilatação linear do betão envolvente dos extensómetros, tendo-se obtido $12,5 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$. Mais recentemente, em relatório elaborado

pela EDP (2018), foi realizada uma análise semelhante, tendo-se sido obtidos valores médios de $10,7 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ no bloco 0, $11,1 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ no bloco 6D e $11,2 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ no bloco 6E.

No presente trabalho foi considerado um coeficiente de dilatação térmica linear do betão $\alpha_c = 12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$, por ser próximo dos valores referidos e por permitir um bom ajuste entre os deslocamentos observados e calculados com o modelo. Não havendo ensaios específicos, foi considerada uma condutividade térmica do betão $k = 2,6 \text{ W} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$, um calor específico $c = 920 \text{ J}/(\text{kg K})$ e um coeficiente de convecção $h_c = 25 \frac{\text{W}}{\text{m}^2 \text{ K}}$, que são valores habitualmente usados para betões de barragens.

6.3.2. Deformabilidade do betão da barragem

Como antes referido, a função de fluência do betão pode ser estimada a partir do valor da resistência do betão à compressão aos 28 dias do betão. Para o betão da barragem da Bemposta considerou-se um valor de referência de 20,0 MPa, próximo do valor médio de resistência à compressão obtido em ensaios de prismas (20,8 MPa) do betão envolvente de extensómetros (TABELA 3). O valor médio da resistência à compressão obtido em cubos é significativamente mais elevado (27,1 MPa), mas estes valores não foram considerados na estimativa da função de fluência pois conduziriam a uma maior rigidez, que não se ajustava os resultados observados, nomeadamente os deslocamentos horizontais devidos à pressão hidrostática.

Refere-se ainda que os provetes ensaiados provieram do betão usado na envoltória dos extensómetros, sendo, em geral, de melhor qualidade (com maior resistência à compressão) do que o usado no restante volume da barragem.

As estimativas dos parâmetros E_0 , φ_1 , m , α e n da função de fluência são as seguintes:

$$\varphi_1 = 0,3 + 152,2 \times f_{c,28}^{-1,2} = 4,48$$

$$m = 0,28 + 47,541 \times f_{c,28}^{-2} = 0,40$$

$$\alpha = 0,05$$

$$n = 0,115 + 0,183 \times f_{c,28}^{3,4} \times 10^{-6} = 0,12$$

$$E_0 = \frac{1}{(0,0145 + 3,447 \times f_{c,28}^{-2})} = 43,26 \text{ GPa}$$

podendo a função de fluência escrever-se, de acordo com a expressão (10), da seguinte forma:

$$J(t, t_0) = \frac{1}{43,26} (1 + 4,48 \times (t_0^{-0,40} + 0,05)(t - t_0)^{0,12})$$

Na FIGURA 85 representa-se graficamente a função de fluência, para três idades de carga, 6 meses, 1 ano e 5 anos. Refere-se que a função de fluência $J(t, t_0)$, representa a deformação aos t dias de idade do betão, devido à aplicação de uma tensão unitária mantida constante ao longo do tempo na idade de carga t_0 .

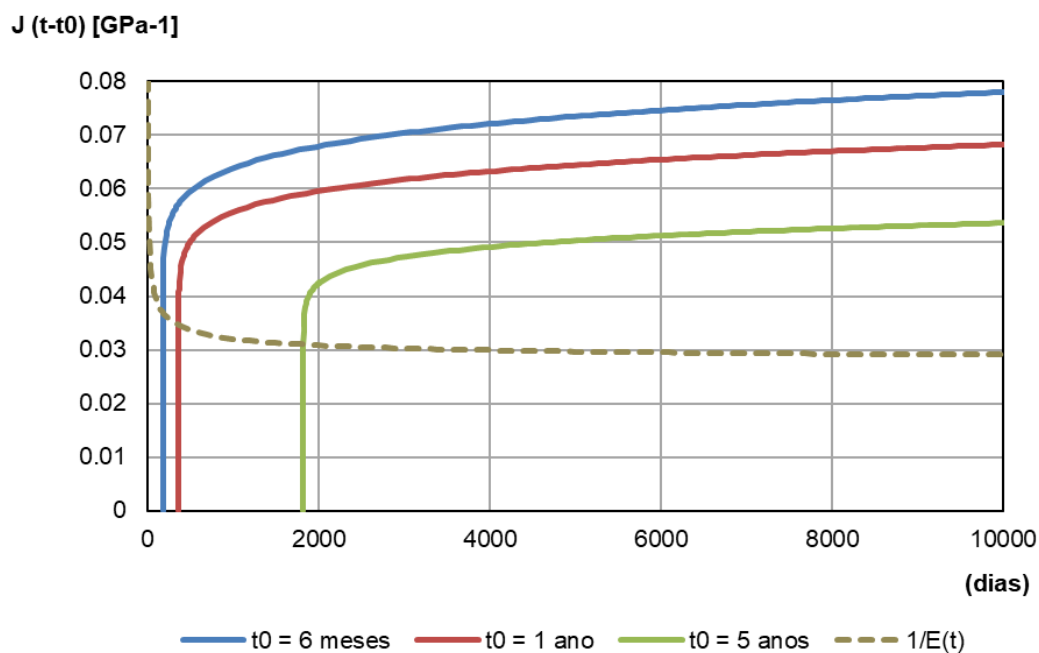


FIGURA 85 - Representação da função de fluência estimada para o betão da barragem da Bemposta, para três idades de carga.

Na FIGURA 86 representa-se a função de relaxação $R(t, t_0)$ para as idades de carga 6 meses, 1 ano e 5 anos, obtida através da inversão numérica das curvas de fluência para as mesma idades. Esta função representa a tensão aos t dias de idade devido a uma deformação imposta unitária mantida constante a partir da idade de carga t_0 . As curvas mostram que o betão da barragem da Bemposta tem uma capacidade razoável de relaxação de tensões para deformações impostas.

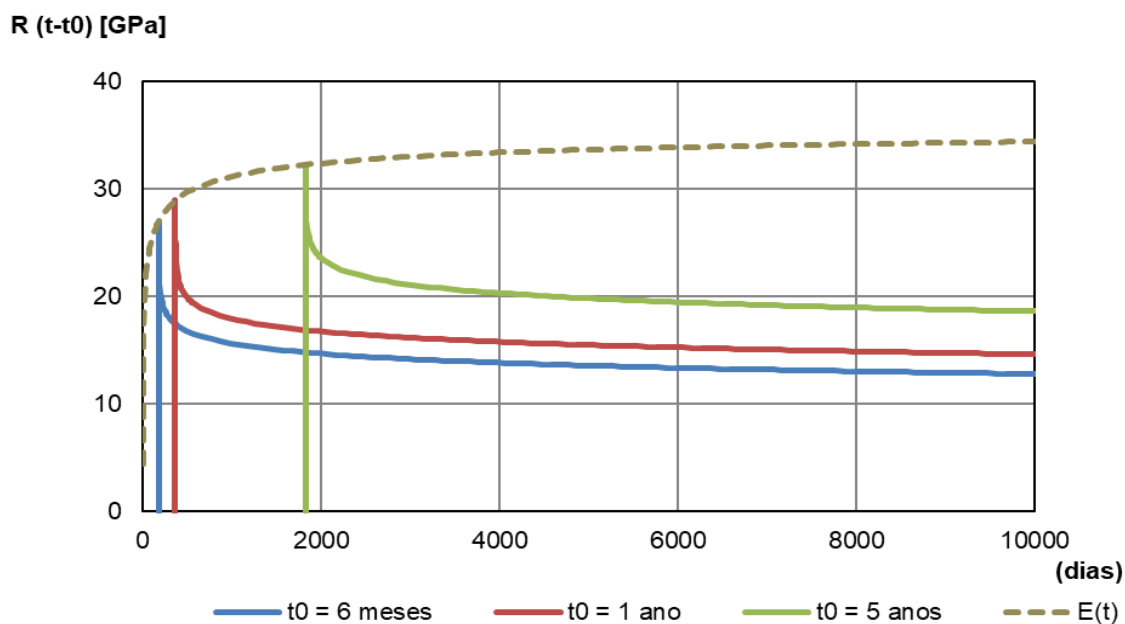


FIGURA 86 - Representação da função de relaxação estimada para o betão da barragem da Bemposta para três idades de carga.

Na FIGURA 87 representa-se graficamente a evolução estimada do módulo de elasticidade a partir da lei de fluência e os resultados dos ensaios realizados (apresentados no ponto 4.5), verificando-se que a curva ajustada corresponde a um limite inferior dos resultados dos ensaios e que módulo de elasticidade se aproxima de 30 GPa aos 400 dias de idade.

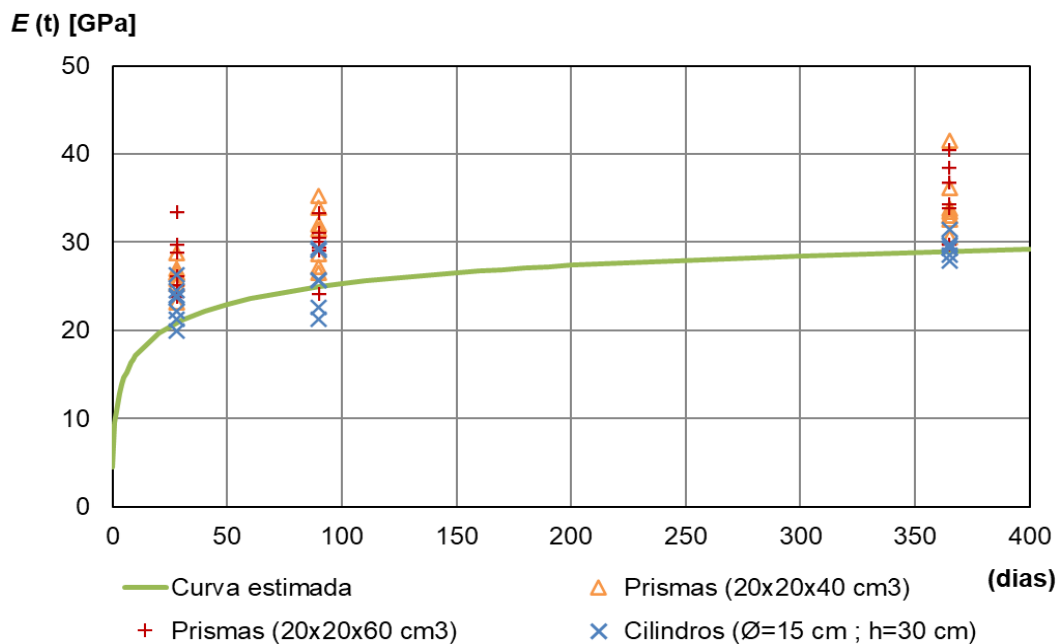


FIGURA 87 - Módulo de elasticidade do betão. Resultados dos ensaios laboratoriais realizados a várias idades em provetes e curva de evolução no tempo estimada a partir da função de fluência.

6.3.3. Deformabilidade do maciço rochoso

Conforme já referido, para o maciço rochoso de fundação foi considerado um modelo constitutivo elástico-linear.

Nos ensaios com macacos planos, realizados pelo LNEC antes do tratamento da fundação, foram obtidos resultados que revelam uma grande variabilidade na deformabilidade do maciço (entre 1,12 GPa e 20,3 GPa), conforme referido no ponto 4.4, tendo-se verificado um aumento da rigidez de 1,5 a 2 vezes após o tratamento da fundação. Com base nestes resultados e nas simulações numéricas que permitiram calibrar o modelo numérico, foi adotado um módulo de deformabilidade da fundação $E_f = 15$ GPa e um coeficiente de Poisson $\nu_f = 0,2$.

6.3.4. Deformabilidade das comportas

As comportas foram incorporadas no modelo estrutural apenas para facilitar a aplicação da pressão hidrostática. Foram representadas de uma forma muito simplificada com um elemento de cerca de 5 m de espessura, por ser o tamanho dos elementos adjacentes dos pilares e da soleira do descarregador.

Tendo em conta esta simplificação, foi considerado um comportamento elástico linear para o material das comportas, caracterizado por um módulo de elasticidade muito pequeno, para não influenciar os resultados nas zonas próximas do corpo da barragem.

6.4. Modelo térmico

6.4.1. Aspetos gerais

A distribuição das temperaturas no corpo da barragem, entre novembro de 1963 e abril de 2020, foi calculada com o auxílio de um programa de cálculo automático desenvolvido no LNEC (LNEC, 2012), baseado no método de elementos finitos, tendo sido adotada uma discretização horária no domínio do tempo, para permitir considerar o efeito da radiação solar.

O campo de temperaturas inicial, em novembro de 1963, foi obtido considerando: i) uma temperatura inicial igual à temperatura média anual do ar (14,5 °C); e ii) os resultados de uma análise térmica prévia, considerando a radiação solar e as temperaturas nas fronteiras do modelo correspondentes à onda térmica anual do ar, até se obter a estabilização das temperaturas em novembro de 1963.

Não foram consideradas, por simplificação, as trocas de calor entre a barragem e a fundação.

6.4.2. Ações térmicas

As principais ações térmicas que condicionam o comportamento térmico da barragem são a temperatura do ar, a temperatura da água da albufeira e a radiação solar.

Assim, nas superfícies exteriores da barragem em contacto com o ar foram consideradas transferências de calor sob a forma de convecção (condições de *Neumann*). A temperatura do ar foi considerada no modelo, em cada instante de cálculo, de acordo com a função harmónica ajustada (no ponto 5.2.2) para a onda térmica anual do ar. Aos pontos nodais das superfícies em contacto com a água foi atribuída diretamente a temperatura da água (condições de fronteira de *Dirichlet*). A variação no tempo e em profundidade da temperatura da água foi considerada no modelo de acordo com as quatro equações da onda térmica anual ajustadas para diferentes profundidades (FIGURA 57).

Como referido, nas superfícies em contacto com o ar foi também considerado o efeito da radiação solar, segundo a metodologia apresentada no ponto 3.4.3, o que condicionou a discretização usada no domínio do tempo. Com efeito, para se considerar a variação da incidência solar ao longo do dia é necessário adotar uma discretização pelo menos horária. No programa de análise térmica é apenas necessário indicar a latitude do local da barragem (41,3°) e o ângulo formado pelo eixo y (jusante-montante) da barragem com o sul (244°). Nas superfícies interiores do vazamento da barragem optou-se por não colocar nenhuma condição de fronteira adicional, uma vez que as variações térmicas do ar dentro do vazamento são reduzidas.

6.5. Resultados do modelo térmico

6.5.1. Distribuição de temperaturas no corpo da barragem

Nas FIGURAS 88 a 91 são apresentados, em diversas vistas e cortes, os resultados obtidos no cálculo térmico da barragem, em época quente às 00:00h de 1 de setembro de 2019 e em época fria às 00:00h de 29 de dezembro de 2019.

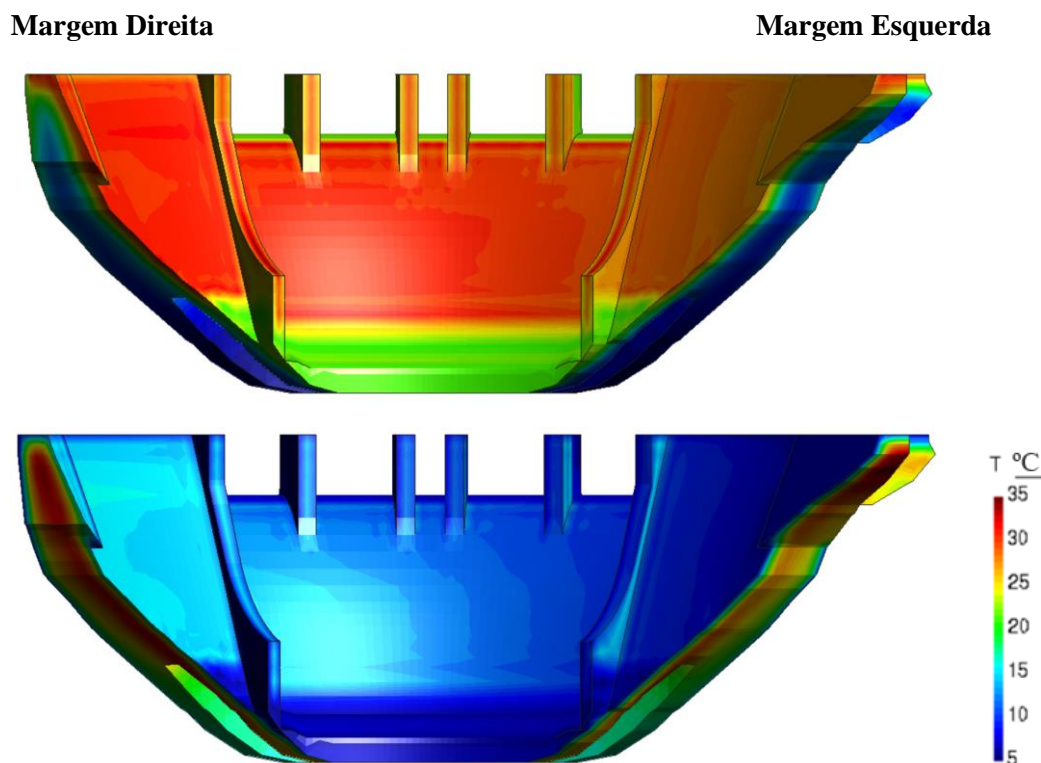


FIGURA 88 - Distribuição de temperaturas no corpo da barragem a 1 de setembro de 2019 (em cima) e a 29 de dezembro de 2019 (em baixo). Vistas de jusante.

Na FIGURA 88 é possível verificar que as temperaturas no encontro da margem direita são maiores que as do encontro da margem esquerda, tanto em época quente como em época fria. Este facto relaciona-se com a orientação da barragem, estando o lado da margem esquerda direcionado para oeste enquanto o lado da margem direita tem uma orientação virada para sudoeste, sofrendo maior incidência da radiação solar. Em época fria as temperaturas no paramento de jusante da barragem rondam 12°C, no lado da margem direita, e 7°C, no lado da margem esquerda.

Refere-se que as zonas inferiores do paramento de jusante se encontram mais frias, por não serem afetadas pela radiação solar, uma vez que estas zonas estão enterradas ou localizam-se na zona da bacia de dissipação (entre os muros do descarregador), que estão imersas em água.

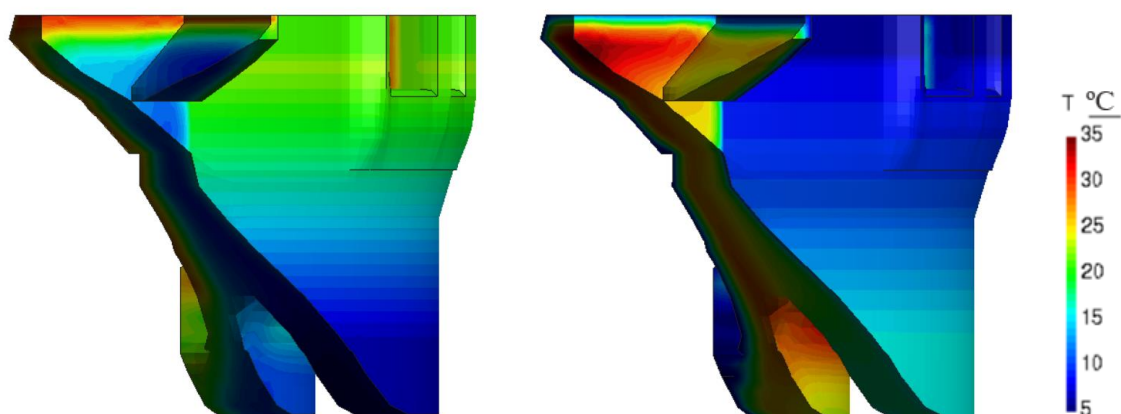


FIGURA 89 - Distribuição de temperaturas no corpo da barragem em 1 de setembro de 2019 (do lado esquerdo) e em 29 de dezembro de 2019 (do lado direito). Vista do lado da margem esquerda.

Na FIGURA 89 é possível observar a influência da temperatura da água da albufeira no paramento de montante. Em época quente verifica-se que a temperatura decresce em profundidade, enquanto que em época fria a temperatura aumenta em profundidade, em acordo com as equações da temperatura da água impostas no paramento de montante.

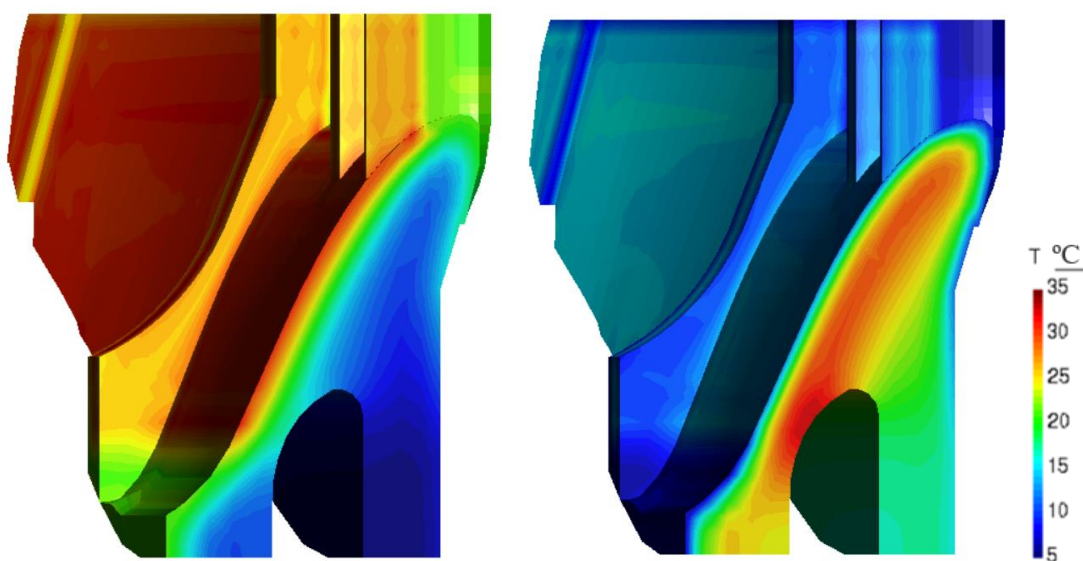


FIGURA 90 - Distribuição de temperaturas no corpo da barragem em 1 de setembro de 2019 (do lado esquerdo) e em 29 de dezembro de 2019 (do lado direito). Corte pelo bloco da barragem.

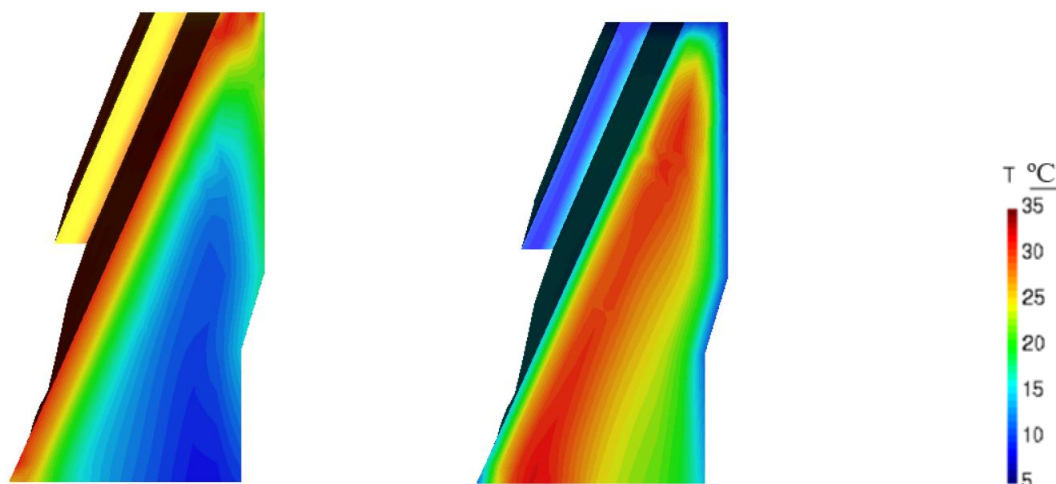


FIGURA 91 - Distribuição de temperaturas no corpo da barragem em 1 de setembro de 2019 (do lado esquerdo) e em 29 de dezembro de 2019 (do lado direito). Corte B, pelo bloco 7D da barragem.

Verifica-se que, devido à inércia térmica do corpo da barragem, as temperaturas no núcleo apresentam amplitudes reduzidas, ao contrário do que se verifica nas zonas próximas aos paramentos exteriores, que sofrem grandes gradientes térmicos ao longo do ano, provocados pelas ondas térmicas anuais da água da albufeira e do ar.

Em época quente, as temperaturas no interior da barragem são da ordem de 13°C, enquanto o paramento de jusante, exposto à radiação solar, apresenta temperaturas de mais de 30°C. Em época fria verifica-se o contrário, isto é, enquanto o interior da barragem apresenta temperaturas da ordem de 20 °C, perto do vazamento, o paramento de jusante apresenta temperaturas de cerca de 5°C. No paramento de montante, que se encontra praticamente submerso durante todo ano, as amplitudes térmicas são menores que as verificadas no paramento de jusante, devido às amplitudes das ondas térmicas da água da albufeira serem inferiores à amplitude da onda térmica do ar.

6.5.2. Comparação dos resultados da análise térmica com os valores observados nos termómetros instalados no betão

O modelo térmico permite calcular a temperatura em todos os pontos barragem, pelo que se apresenta, de seguida, a comparação dos valores calculados com os valores observados nos pares termoeletricos embebidos no corpo da barragem. Esta comparação permite validar o modelo térmico.

Os pares termoeletricos estão dispostos em várias secções da barragem, de jusante para montante, com 7 pares por secção, com exceção das secções que intersejam o vazamento, em que existem 3 pares termoeletricos em cada lado do vazamento, conforme se indica na FIGURA 92. Esta disposição permite conhecer a variação das temperaturas ao longo dos perfis da barragem.

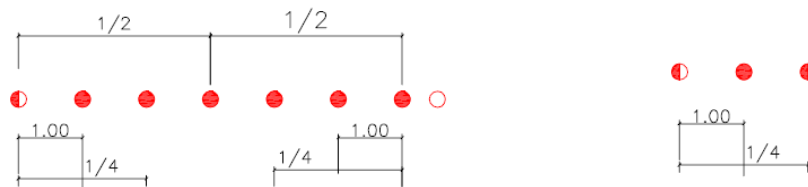


FIGURA 92 - Posição dos pares termoeletricos nas seções da barragem, de jusante para montante: à esquerda, no corpo da barragem, e à direita, no vazamento (as bolas a cheio representam os pares termoeletricos no interior da barragem e as bolas vazias mostram pares termoeletricos colocados nos paramentos).

Nas FIGURAS 94 a 96 faz-se a comparação dos valores observados com os valores calculados, tendo sido seleccionadas 3 seções, em zonas diferentes do corpo da estrutura, nas quais todos os pares termoeletricos se encontravam em funcionamento, nomeadamente (FIGURA 93):

- Os pares 116 a 122, situados à cota 385,0 m, no bloco 6D, do lado da margem direita;
- Os pares 14 a 20, situados à cota 357,0 m, no bloco 0, na parte central da barragem;
- Os pares 54 a 60, situados à cota 385,0 m, no bloco 6E, do lado da margem esquerda.

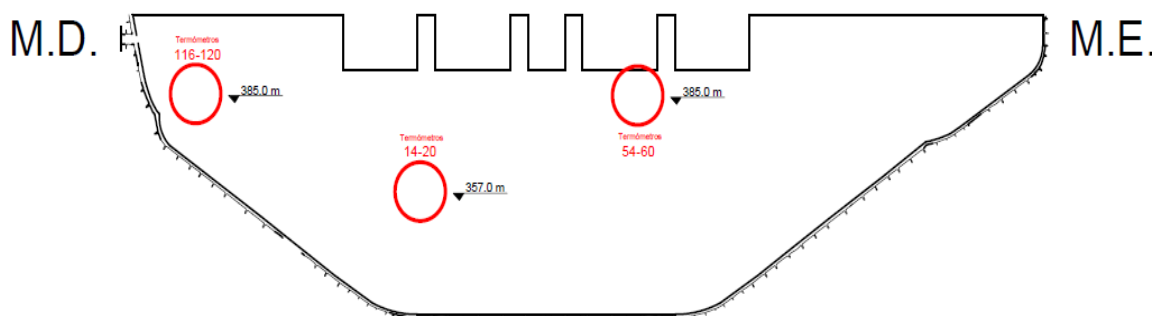


FIGURA 93 - Alçado com a localização dos perfis em que se realizou a comparação entre os valores calculados e observados da temperatura do corpo da barragem.

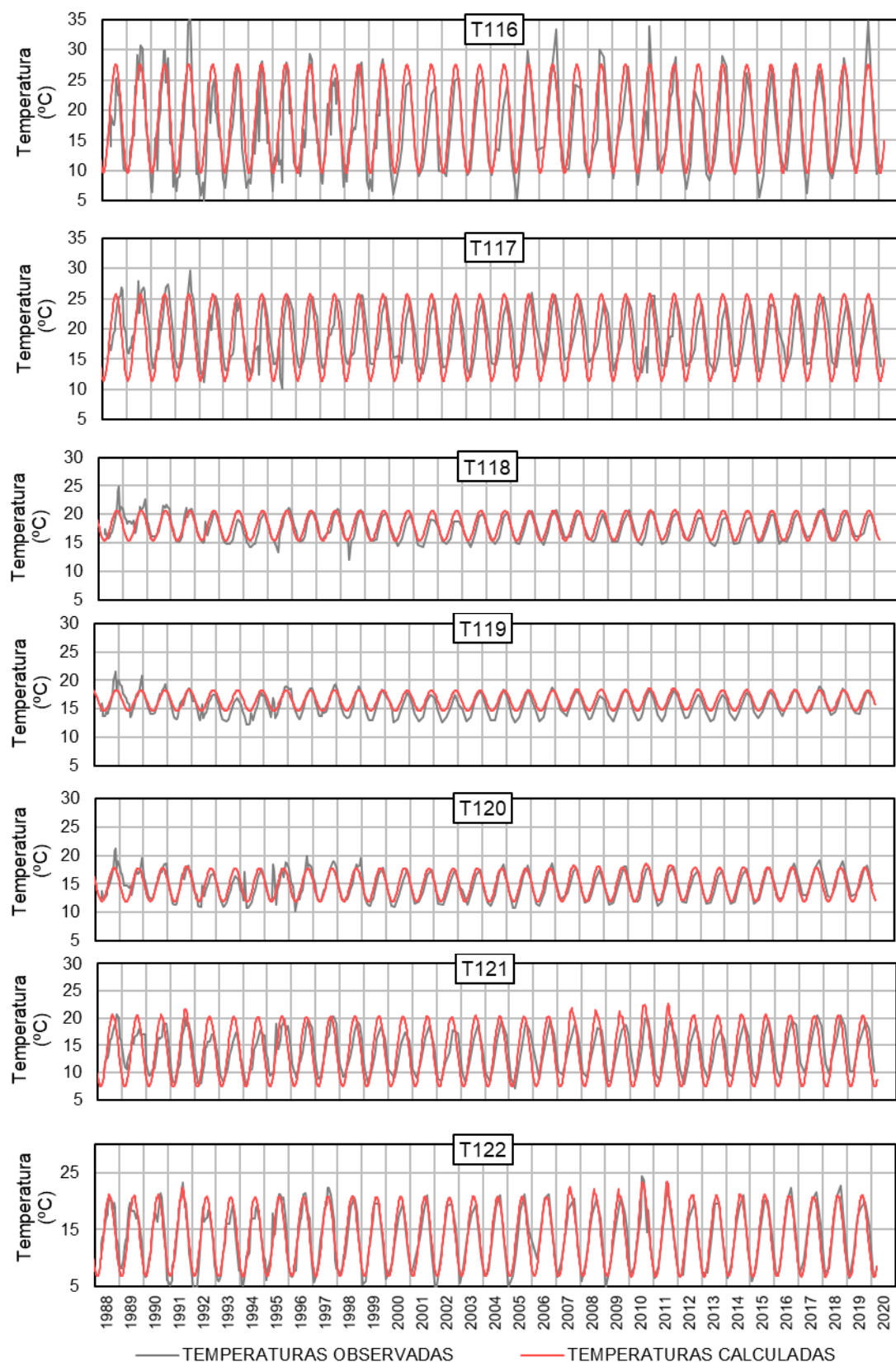


FIGURA 94 - Comparação entre as temperaturas calculadas e observadas nos pares termoeletricos 116 a 122, à cota 385,0 m, no bloco 6D, do lado da margem direita, ordenados de jusante para montante.

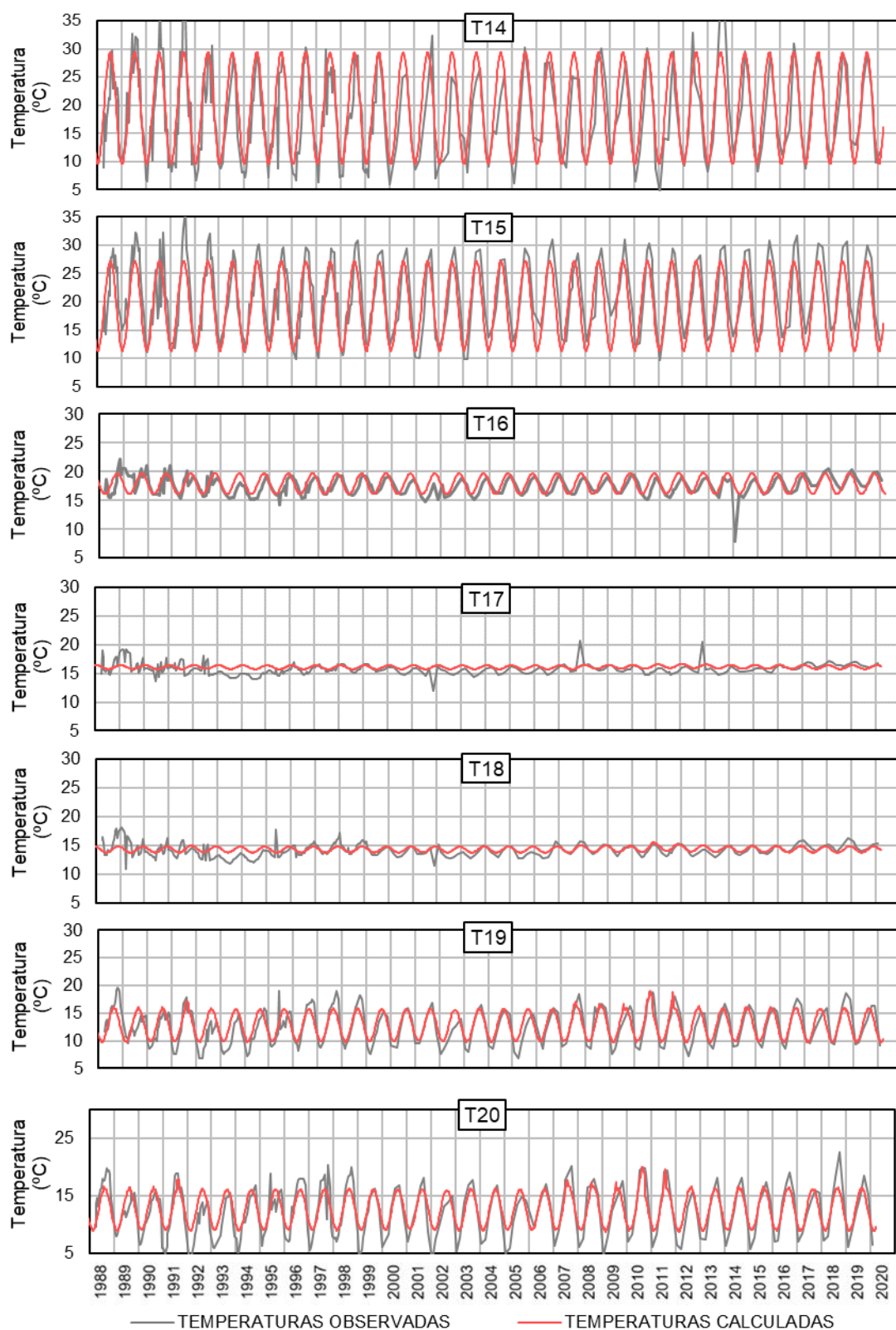


FIGURA 95 - Comparação entre as temperaturas calculadas e observadas nos termômetros 14 a 20, à cota 357,0 m, no bloco 0 (zona central), ordenados de jusante para montante.

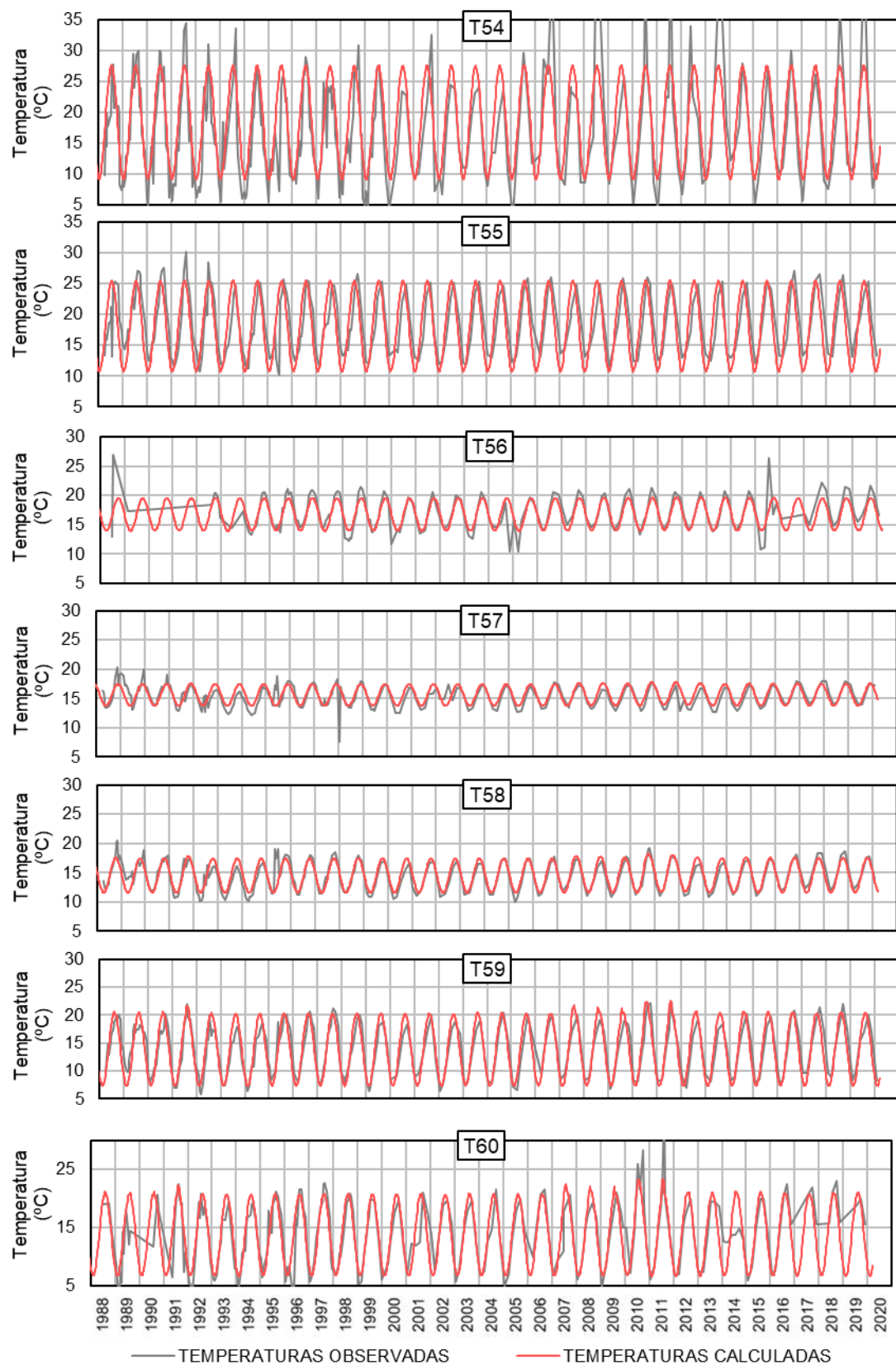


FIGURA 96 - Comparação entre as temperaturas calculadas e observadas nos termómetros 54 a 60, à cota 385,0 m, no bloco 6E, do lado da margem esquerda, ordenados de jusante para montante.

Deve referir-se que, na generalidade dos dispositivos, as temperaturas calculadas ajustam-se muito bem aos valores observados, o que valida o modelo térmico.

Junto ao paramento de jusante, os resultados da observação mostram, em algumas campanhas, picos de temperatura significativos (que ultrapassam 35 °C), que estão relacionados com aquecimento provocado pela radiação solar nesse dia (dependem, portanto, da hora a que foi realizada a campanha). Estes picos não são captados pelo modelo, porque, apesar do cálculo ter sido realizado com discretização horária, a representação dos resultados do cálculo foi realizada com periodicidade semanal (às 00:00 h). Optou-se por esta estratégia de forma a limitar a quantidade de informação tratar.

Como esperado, verifica-se que as variações térmicas são mais significativas junto dos paramentos, tanto de montante como de jusante, enquanto no interior da barragem os pares termoeletricos registam variações térmicas anuais muito mais pequenas, designadamente:

- no termómetro 116, localizado no paramento de montante, do lado da margem direita, a amplitude térmica é próxima de 17 °C, enquanto no termómetro 119, localizado no interior dessa secção, a amplitude térmica é de cerca de 5 °C.
- nos termómetros instalados no centro do bloco 0 (T17 e T18), as oscilações térmicas ao longo dos anos são muito reduzidas, com amplitudes de cerca de 2 a 3 °C, enquanto junto aos paramentos são muito mais significativas, sendo maiores junto ao paramento de jusante (amplitude de cerca de 20°C no par 14) que junto ao paramento de montante (amplitude de cerca de 7°C no par 20).

Por último, refere-se que a temperatura média junto do paramento de jusante é cerca de 5°C superior à temperatura média junto do paramento de montante. Este efeito resulta do fluxo de calor que entra na barragem devido à radiação solar.

No ANEXO A apresenta-se a comparação entre as temperaturas calculadas e as temperaturas observados em todos os pares termoeletricos instalados na barragem.

6.6. Modelo estrutural

6.6.1. Aspetos gerais

O modelo estrutural foi resolvido através de um programa de cálculo automático recentemente desenvolvido no LNEC, a partir de outros anteriores (Batista, 1998; Oliveira, 2000). O programa baseia-se no método dos elementos finitos e permite considerar os efeitos da fluência e da relaxação do betão. Na análise estrutural ao longo do tempo foram consideradas as ações correspondentes ao peso próprio do betão, à pressão hidrostática sobre o paramento de montante, às variações de temperatura no corpo da barragem e às expansões, tendo sido considerada uma discretização semanal destas ações no domínio do tempo.

Nas superfícies verticais que limitam lateralmente o modelo foram impedidos os deslocamentos na direção perpendicular às faces, enquanto na superfície horizontal inferior foram impedidos os deslocamentos nas três direções.

6.6.2. Peso próprio

O efeito do peso próprio da estrutura foi representado através de forças mássicas verticais, aplicadas instantaneamente na fase inicial do cálculo. Foi considerado um peso volúmico do betão $\gamma_b = 24 \text{ kN/m}^3$. Não foi considerado o peso próprio da fundação.

6.6.3. Pressão hidrostática sobre o paramento de montante

A pressão hidrostática foi aplicada na face dos elementos finitos correspondente ao paramento de montante que estão em contacto com a água. Foi considerado um peso volúmico da água de 10 kN/m^3 . Não foram considerados os efeitos da pressão hidrostática no paramento de jusante nem as subpressões, por serem de reduzido valor.

As variações da pressão hidrostática, consideradas em cada intervalo de tempo na discretização semanal adotada, foram calculadas a partir dos registos dos níveis de água na albufera (FIGURA 51).

6.6.4. Variações de temperatura no corpo da barragem

As variações de temperatura no corpo da barragem, em cada intervalo de tempo, como ação no modelo estrutural, foram calculadas com o modelo térmico, considerando as temperaturas do ar e da água da albufera nas superfícies exteriores da barragem e os efeitos da radiação solar, conforme referido no ponto 6.4.2.

6.6.5. Ação expansiva

Até à data não foram realizados ensaios experimentais para caracterizar o processo expansivo do betão da barragem e o seu potencial remanescente.

As expansões livres consideradas no cálculo estrutural foram estimadas a partir das extensões observadas nos extensómetros corretores e num processo iterativo de calibração desta ação, que permitiu ajustar os resultados calculados com o modelo aos resultados da observação.

No modelo da ação expansiva considerou-se, em cada passo de cálculo, o efeito da cinética da temperatura na evolução da reação expansiva, de acordo com a expressão (27) (adotando os campos de temperaturas calculados previamente com o modelo térmico), bem como o efeito do confinamento provocado pelas tensões de compressão. Não foi considerado o efeito da variação da humidade interna do betão, pois tal obrigaria à utilização de um modelo higrométrico, para o qual não se dispõe de qualquer tipo de elementos de observação.

Na primeira fase do processo de calibração da ação expansiva, considerou-se que a humidade interna em toda a barragem seria suficiente para a reação expansiva ocorrer, tendo sido consideradas expansões livres homogéneas em toda a barragem. Com esta hipótese não foi possível ajustar simultaneamente os deslocamentos horizontais e verticais calculados aos resultados da observação de fios de prumo e dos métodos geodésicos (planimetria e altimetria), o que pode dever-se à influência da humidade interna ou outros efeitos não considerados (como a variação da composição do betão no corpo da barragem, nomeadamente dos teores de álcalis ou de sílica).

Assim, na segunda fase do processo de calibração, dividiu-se o corpo da estrutura em três zonas, considerando expansões livres mais elevadas na zona correspondente aos elementos do lado do paramento de montante (zona A), que estão em permanente contacto com a água. Os elementos do lado do paramento de jusante foram divididos em duas zonas (zonas B e C). O zonamento considerado foi assim o seguinte (FIGURA 97):

- Zona A: elementos do lado do paramento de montante;
- Zona B: elementos do lado do paramento de jusante, acima da cota 350,00 m;
- Zona C: elementos do lado do paramento de jusante, abaixo da cota 350,00 m.

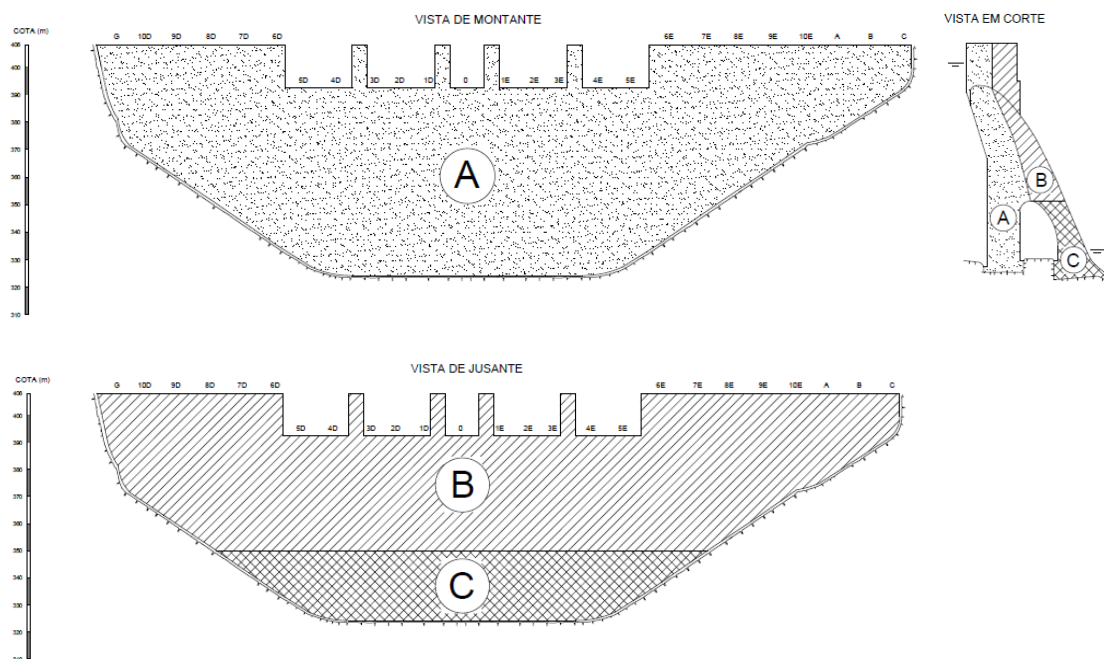


FIGURA 97 - Zonamento da barragem. Vista de montante e corte em cima e vista de jusante, em baixo.

Na zona C admitiu-se que as expansões livres são menores que na zona B, o que melhorou significativamente o ajuste entre os resultados da observação e do cálculo. Tal pode dever-se ao grande vazamento que impede a passagem de água de montante para jusante. Refere-se, no entanto, que o nível de água de jusante tem estado, na zona da bacia de dissipação, em termos médios, à cota 332,0 m, pelo que abaixo desta cota existe disponibilidade de água por jusante.

Na TABELA 11 apresentam-se os valores finais (após processo iterativo de calibração) dos parâmetros das curvas de evolução da expansão livre nas três zonas consideradas e na FIGURA 98 faz-se a representação gráfica destas curvas. Para as três curvas foi considerada a mesmo valor de expansão a longo prazo ($\epsilon_{\infty} = 600 \times 10^{-6}$), que é cerca de 20% superior ao valor médio das curvas ajustadas no ponto 5.3.4 para os extensómetros corretores instalados. A idade correspondente ao ponto de inflexão (t_{hs}) foi considerada menor nas zonas em que admitiu que processo expansivo está mais adiantado.

TABELA 11 - Parâmetros das curvas de evolução das expansões livres usadas no cálculo.

	Zona A	Zona B	Zona C
n	3,5	3,5	3,5
t_{hs} (dias)	20000	23000	33000
$\varepsilon_{\infty} (\times 10^{-6})$	600	600	600

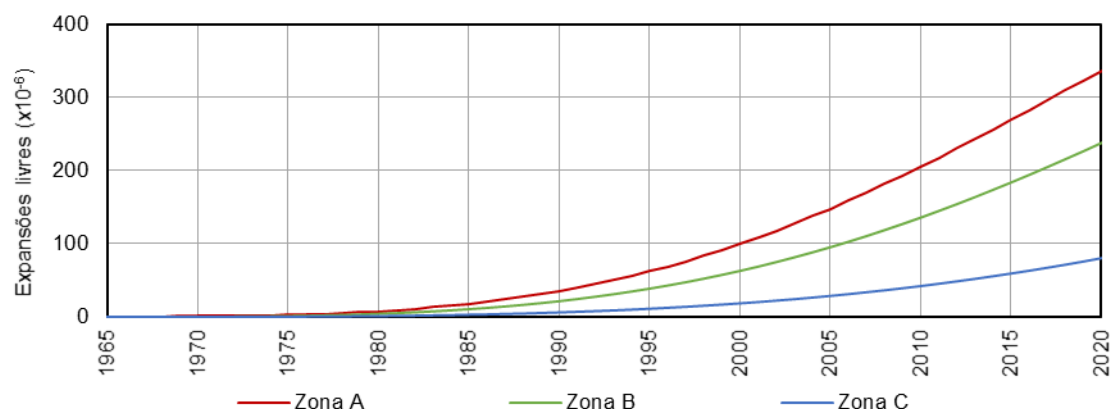


FIGURA 98 - Curvas de evolução das expansões livres usadas no cálculo.

6.7. Comparação dos resultados da análise estrutural com os resultados da observação

6.7.1. Aspectos gerais

Tal como realizado para o modelo térmico, os resultados do cálculo com o modelo estrutural são comparados com os resultados da observação, em termos de deslocamentos.

Os deslocamentos horizontais calculados são comparados com os resultados dos fios de prumo, em todos os pontos correspondentes às bases de coordenómetro. Nas representações gráficas incluem-se também os resultados da observação por métodos geodésicos (planimetria), nos pontos em que o alvo de geodesia se encontrava próximo (em alçado) da posição da base de coordenómetro, tal como acontece nos três alvos à cota 402,00 m (3DS, 1ES e 3ES) e nos três alvos à cota 379,00 m (3DM, 1EM e 3EM).

Os deslocamentos verticais calculados foram comparados com os resultados obtidos nos nivelamentos geométricos de precisão, em todos os pontos correspondentes aos tacos de nivelamento.

Refere-se que os dados da observação só estão disponíveis a partir de 1963, mas o cálculo foi realizado desde o primeiro enchimento da albufeira, para ter em conta os efeitos diferidos das principais ações e das variações de temperatura e do confinamento devido às compressões na evolução da ação expansiva.

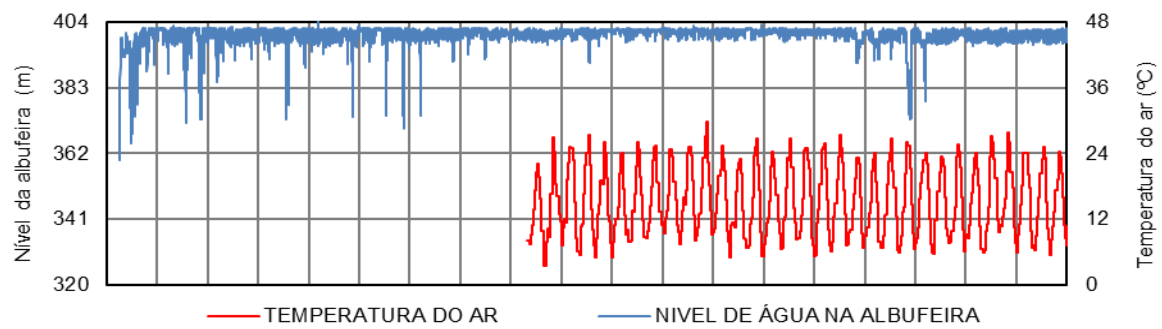
De modo a facilitar a leitura e a limitar o tamanho do corpo da dissertação, apresentam-se neste capítulo apenas as comparações gráficas dos deslocamentos radiais e tangenciais do fio de prumo 1. As representações gráficas relativas aos restantes fios de prumo são apresentadas no Anexo B.

6.7.2. Deslocamentos radiais

Nas FIGURAS 99 a 103 apresentam-se os deslocamentos radiais dos pontos correspondentes às bases de leitura do fio de prumo 1, situado no bloco 1E, entre 1964 e 2020. De modo a facilitar a interpretação, foi considerado um gráfico superior com a variação do nível de água na albufeira e da temperatura média mensal do ar. No gráfico intermédio comparam-se os valores observados no fio de prumo com os calculados, considerando, nestes últimos, os efeitos da ação conjunta do peso próprio, pressão hidrostática, variações de temperatura e expansões do betão, bem como os correspondentes efeitos diferidos (fluência e relaxação). No último gráfico apresentam-se os contributos de cada ação, considerado separadamente. Refere-se que o peso próprio do betão foi considerado no início do cálculo.

Verifica-se, em todos os casos, uma boa concordância entre os valores calculados e observados, principalmente nas cotas mais altas. Até 1990 o comportamento da obra foi reversível, dominado pelo efeito das variações térmicas, com amplitude próxima de 12 mm nas cotas elevadas. A partir de 1990 ocorreram deslocamentos permanentes para montante, devido às expansões, que são atualmente dominantes no comportamento da obra (cerca 26 mm à cota 402,00 m).

Refere-se, por último, que os deslocamentos elásticos devidos à pressão hidrostática são para jusante e da mesma ordem de grandeza que os deslocamentos devidos à fluência do betão.



FIO DE PRUMO 1 E ALVO 1ES À COTA 402,00 m – DESLOCAMENTO RADIAL

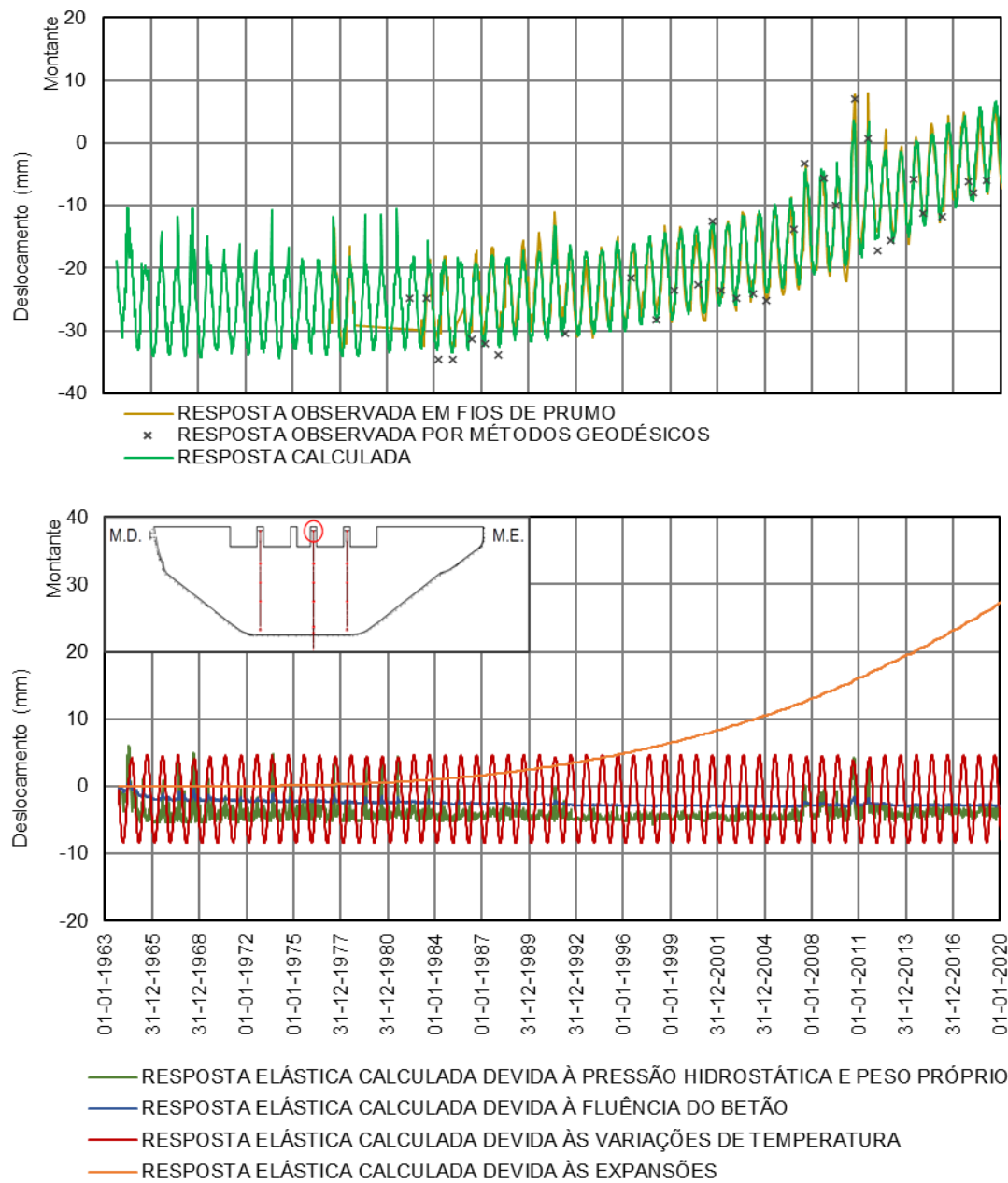
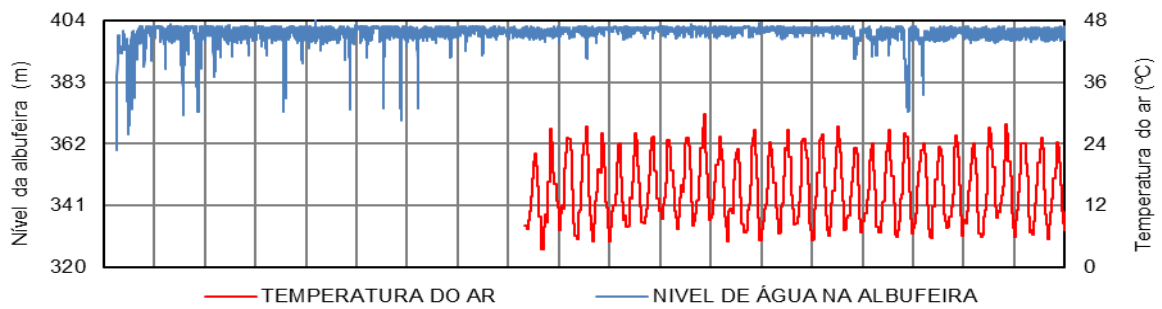


FIGURA 99 - Deslocamentos radiais do ponto correspondente à base de leitura do fio de prumo 1 à cota 402,00 m, observados (em fios de prumo e por métodos geodésicos) e calculados entre 1964 e 2020.



FIO DE PRUMO 1 E ALVO 1 ES À COTA 379,00 m – DESLOCAMENTO RADIAL

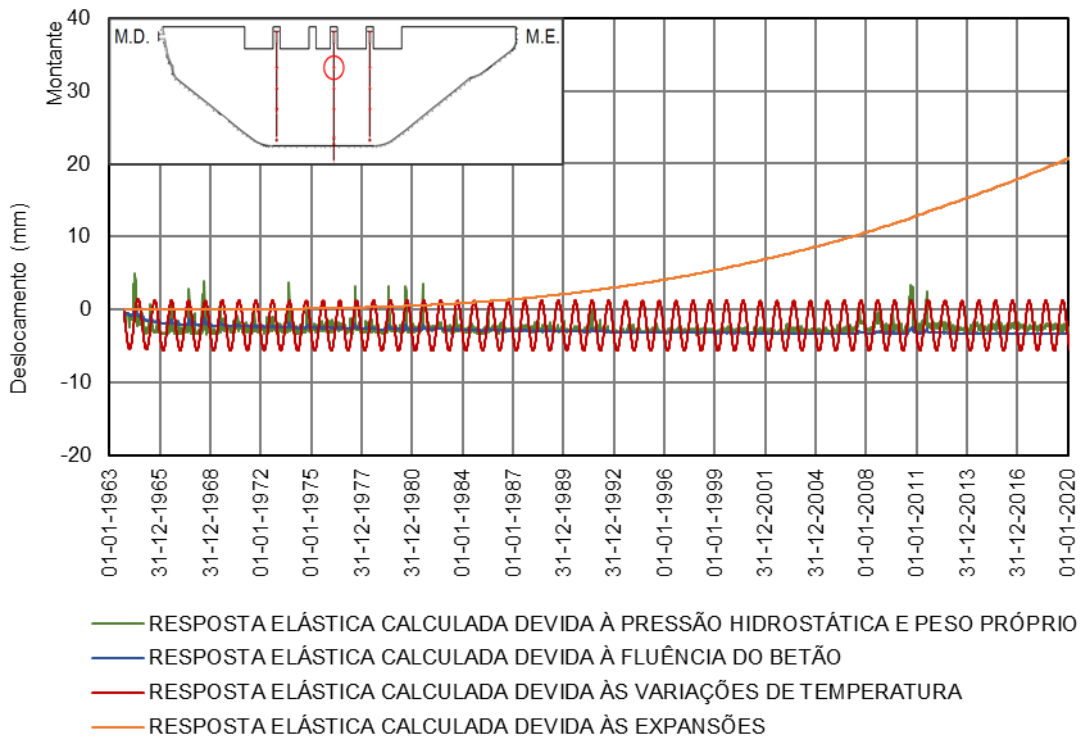
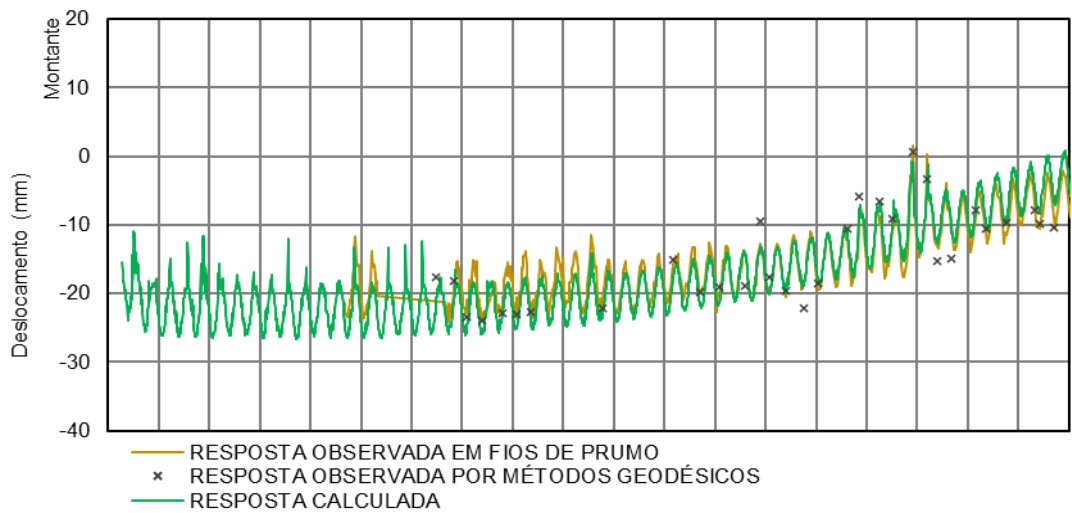
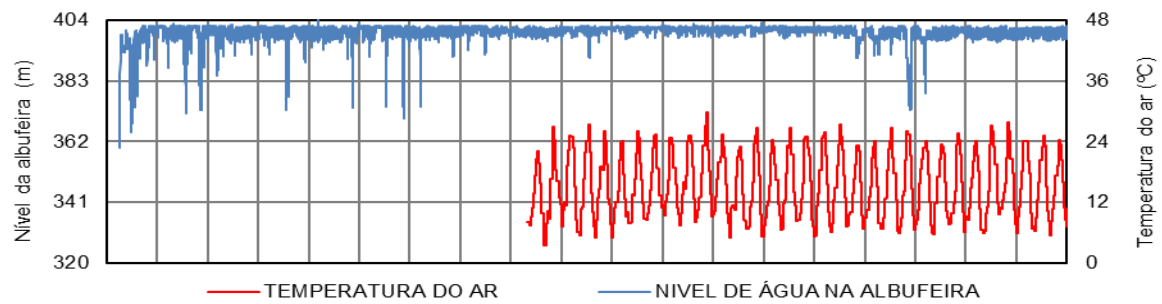


FIGURA 100 - Deslocamentos radiais do ponto correspondente à base de leitura do fio de prumo 1 à cota 379,00 m, observados (em fios de prumo e por métodos geodésicos) e calculados entre 1964 e 2020.



FIO DE PRUMO 1 À COTA 365,00 m – DESLOCAMENTO RADIAL

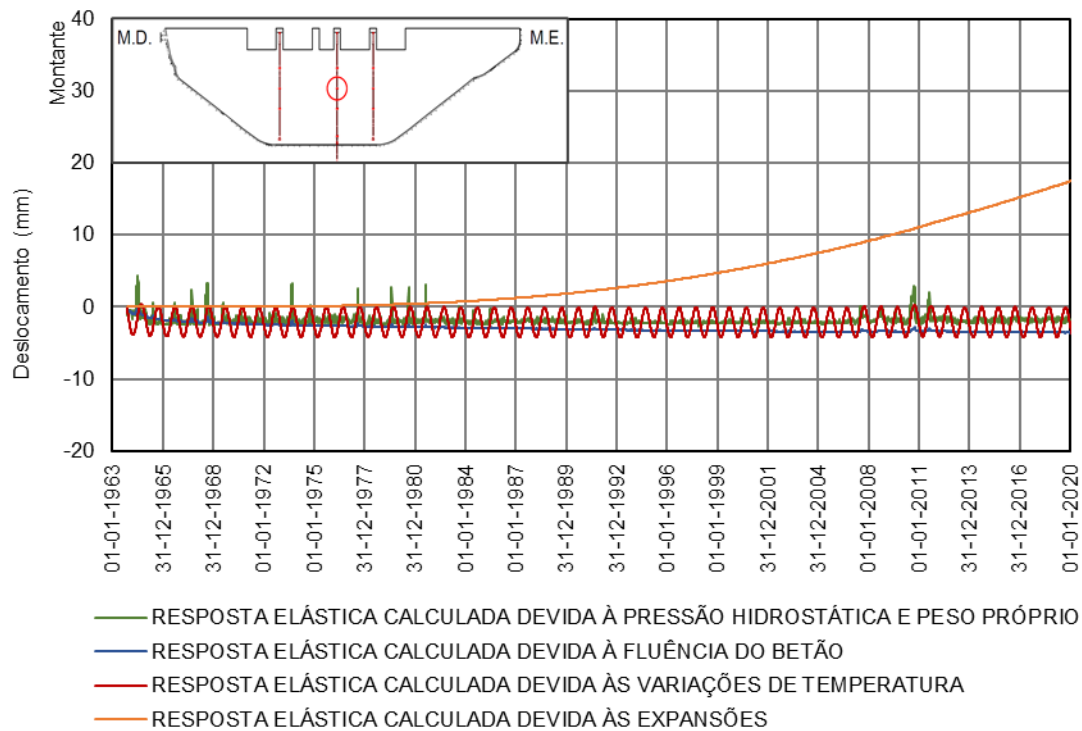
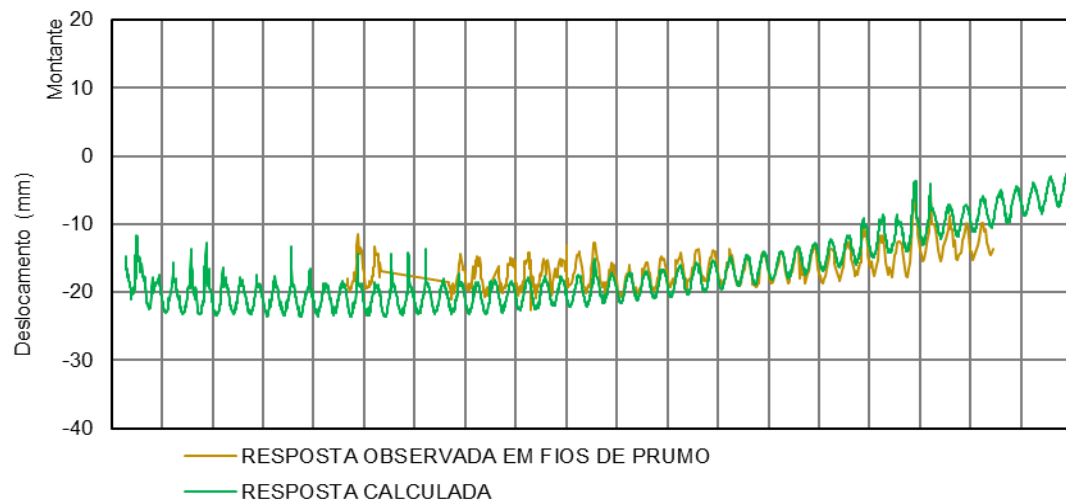
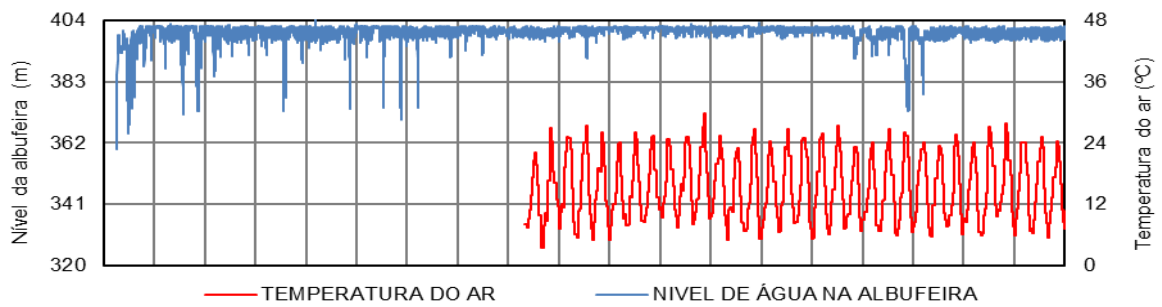


FIGURA 101 - Deslocamentos radiais do ponto correspondente à base de leitura do fio de prumo 1 à cota 365,00 m, observados e calculados entre 1964 e 2020.



FIO DE PRUMO 1 À COTA 350,00 m – DESLOCAMENTO RADIAL

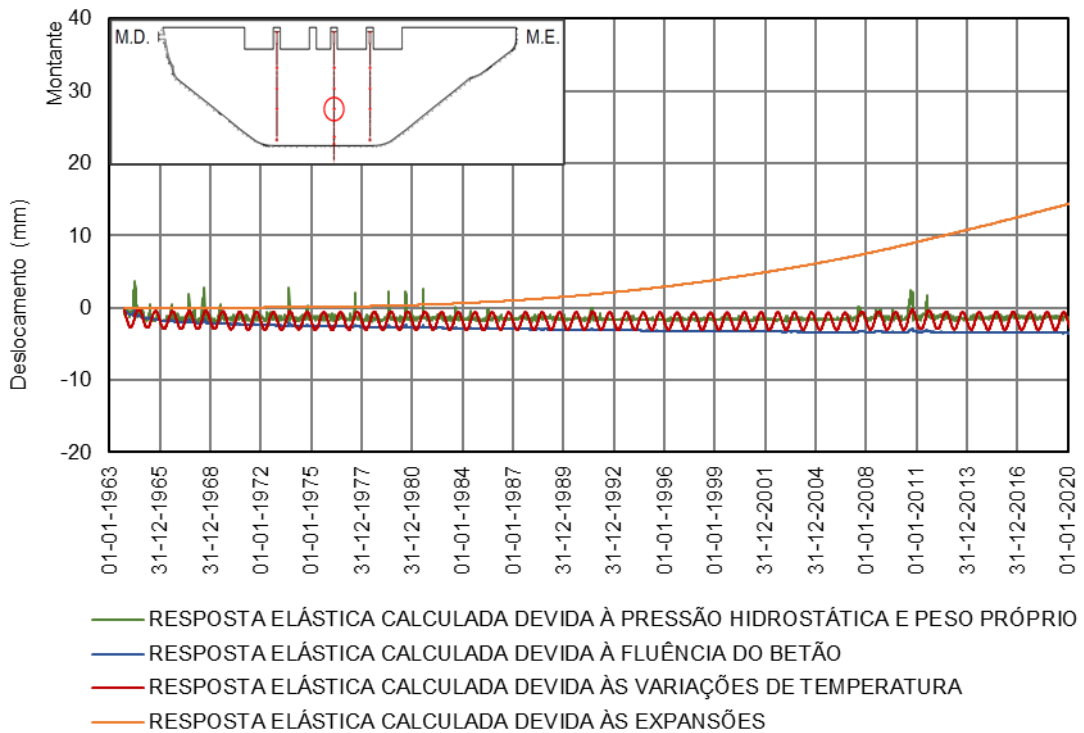
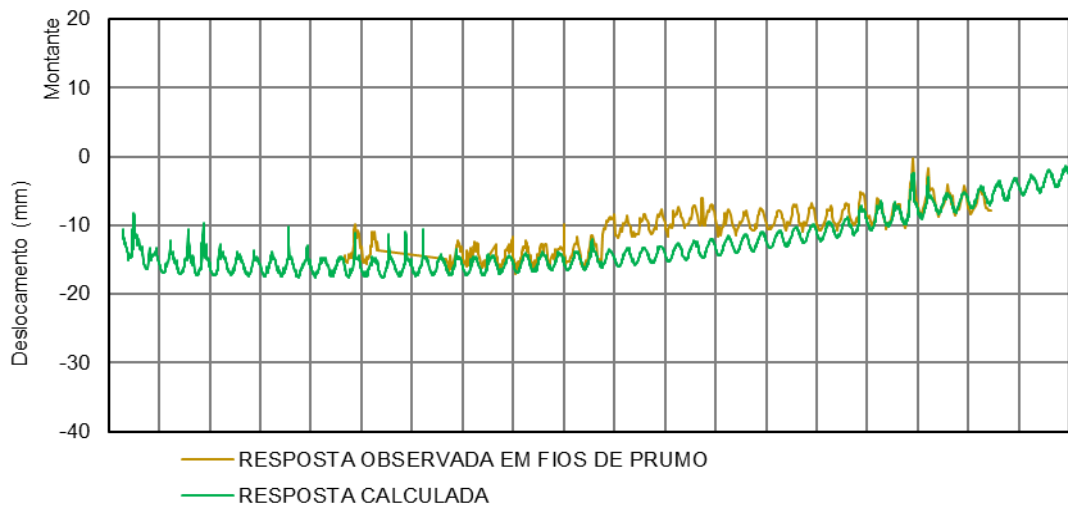
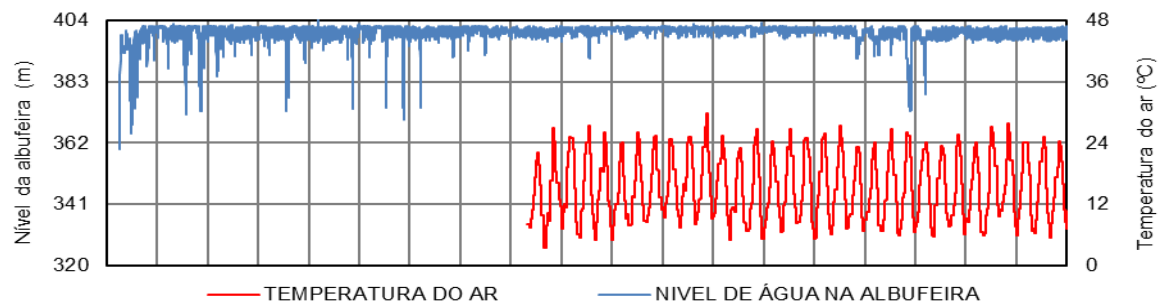


FIGURA 102 - Deslocamentos radiais do ponto correspondente à base de leitura do fio de prumo 1 à cota 350,00 m, observados e calculados entre 1964 e 2020.



FIO DE PRUMO 1 À COTA 330,00 m – DESLOCAMENTO RADIAL

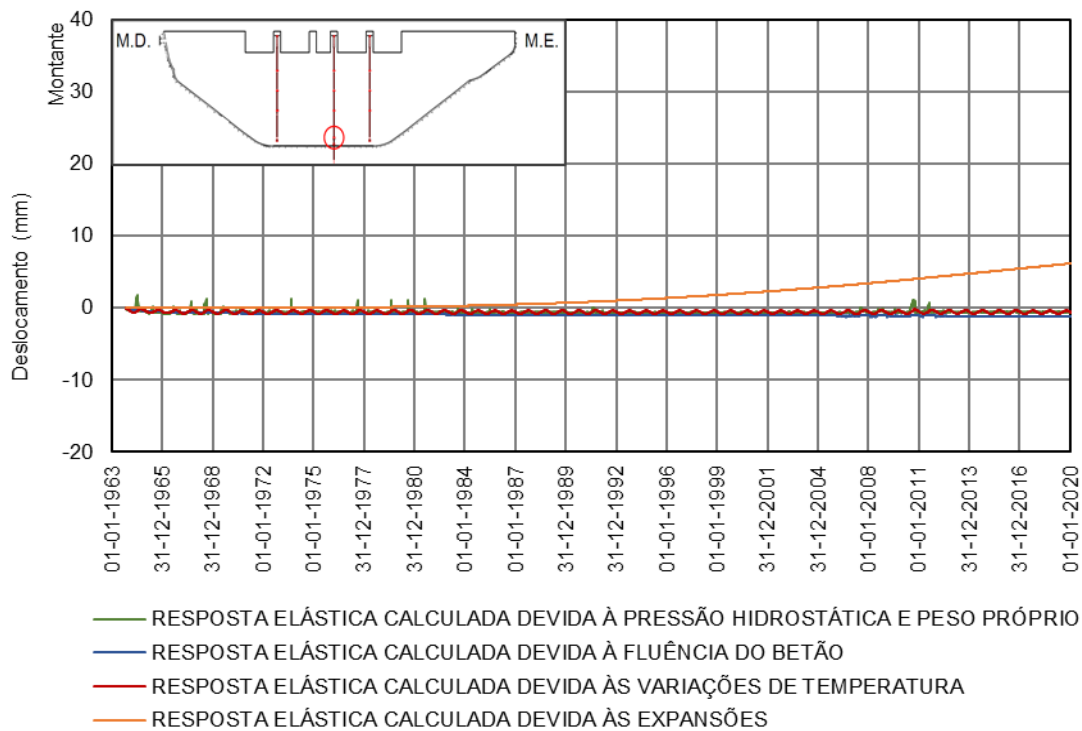
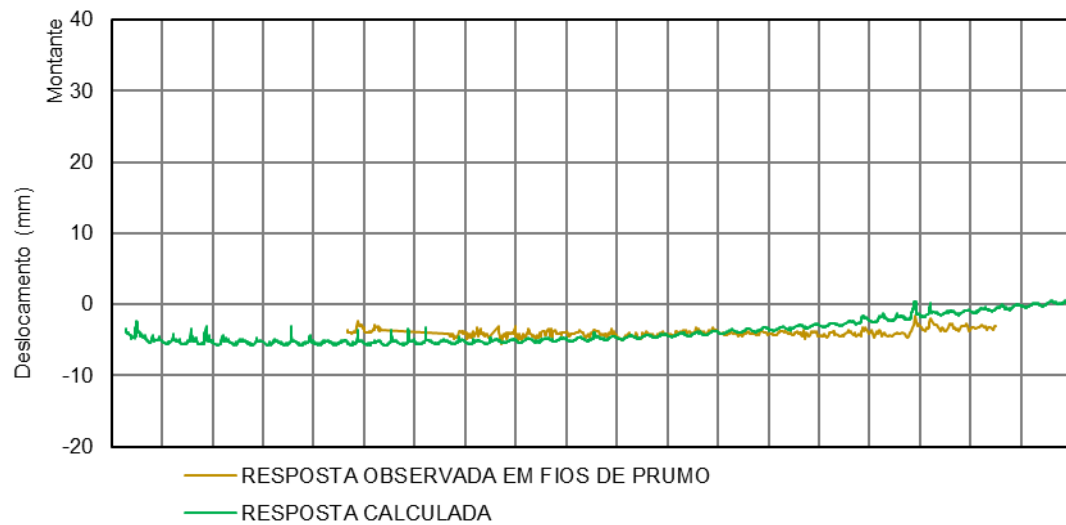
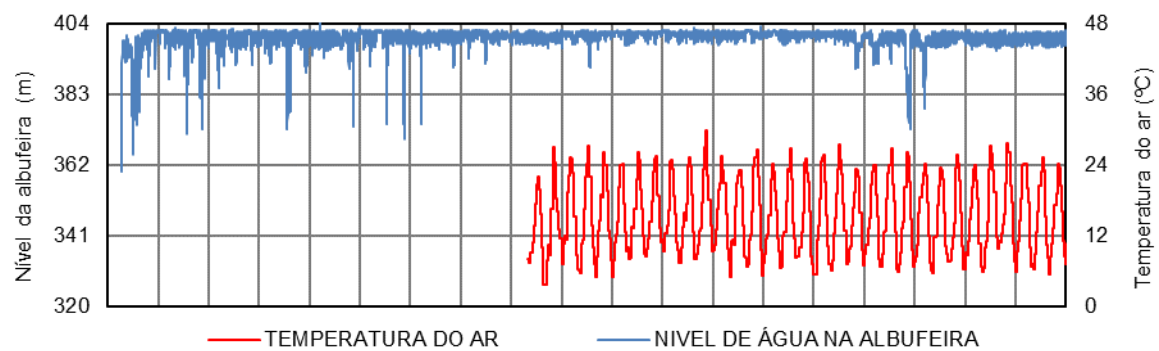


FIGURA 103 - Deslocamentos radiais do ponto correspondente à base de leitura do fio de prumo 1 à cota 330,00 m, observados e calculados entre 1964 e 2020.

6.7.3. Deslocamentos tangenciais

Nas FIGURAS 104 a 108 apresentam-se os deslocamentos tangenciais dos cinco pontos correspondentes às bases de leitura do fio de prumo 1, entre 1964 e 2020. As representações gráficas relativas aos fios de prumo 2 e 3 são apresentadas no Anexo B -. Os gráficos estão organizados de forma idêntica aos dos deslocamentos radiais.

Verifica-se, na generalidade dos pontos de observação, que os deslocamentos tangenciais são bastante reduzidos, existindo um ajuste razoável entre os resultados do cálculo e da observação. As tendências evolutivas ao longo do tempo são também reduzidas, com exceção do deslocamento tangencial observado no fio de prumo 3, à cota 402,0 m, e no alvo de geodesia 3ES, que apresentam um deslocamento progressivo no sentido da margem direita, com cerca de 10 mm no final de 2019, que não é captado pelo modelo estrutural (Anexo B -10).



FIO DE PRUMO 1 E ALVO 1ES À COTA 402,00 m – DESLOCAMENTO TANGENCIAL

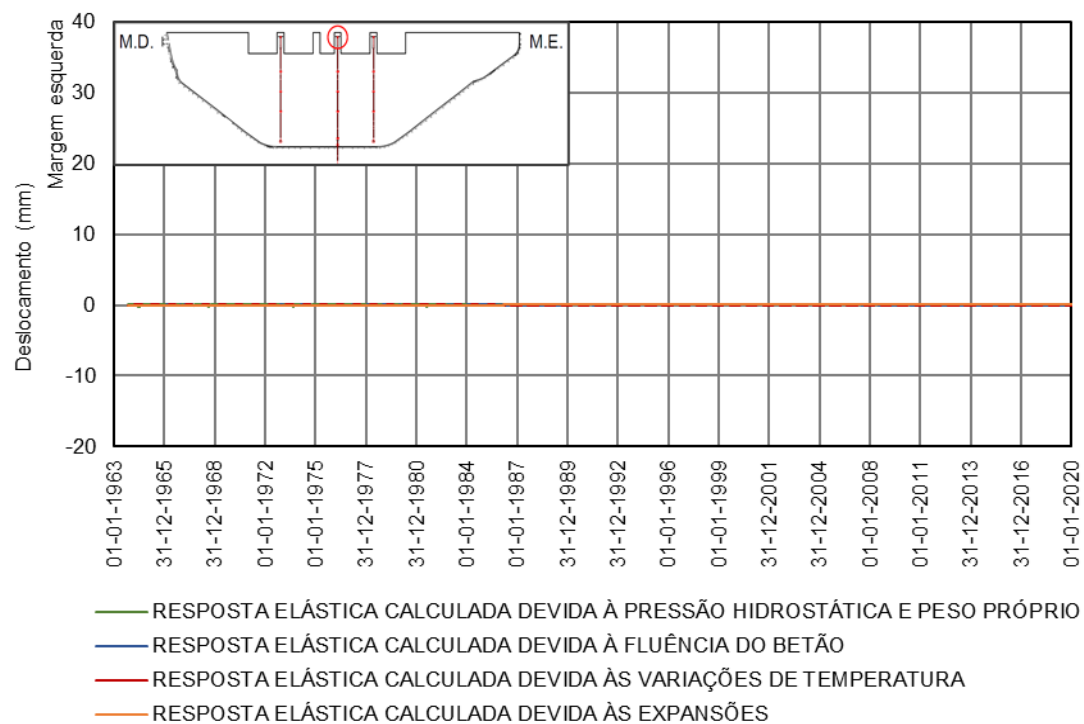
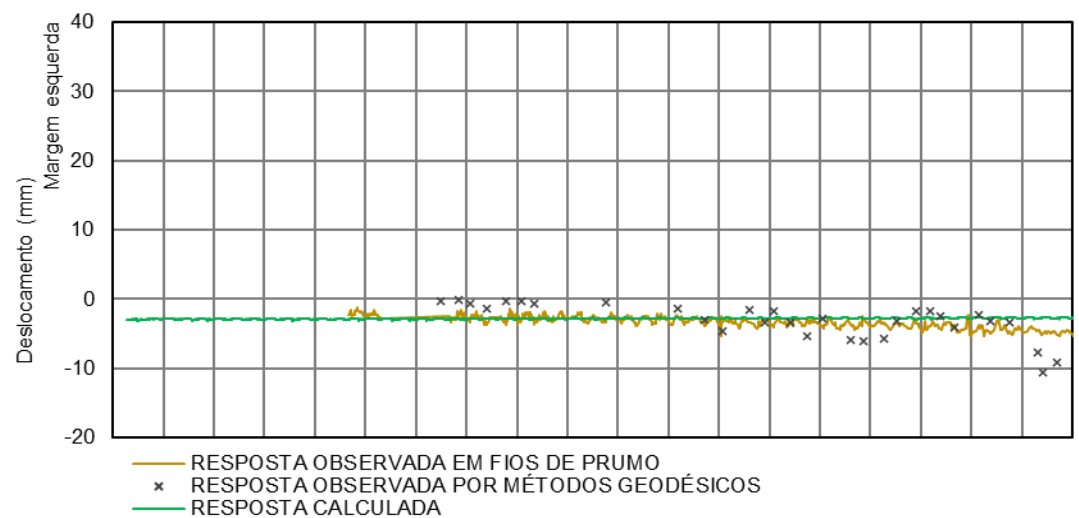
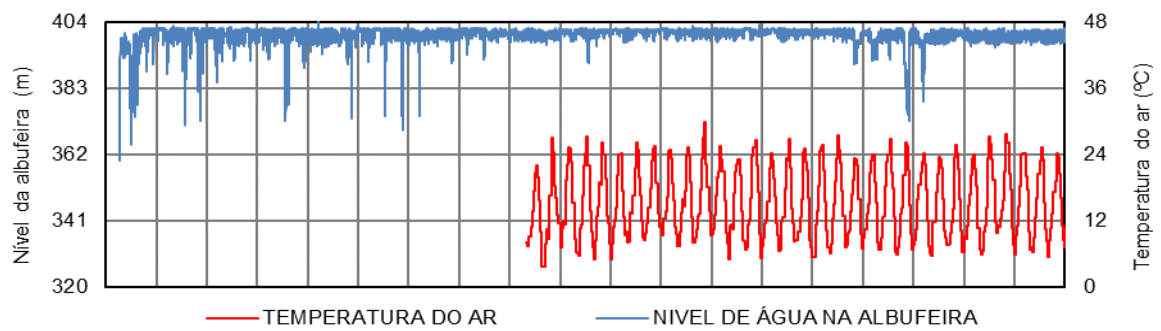


FIGURA 104 - Deslocamentos tangenciais do ponto correspondente à base de leitura do fio de prumo 1 à cota 402,00 m, observados (em fios de prumo e por métodos geodésicos) e calculados entre 1964 e 2020.



FIO DE PRUMO 1 E ALVO 1ES À COTA 379,00 m – DESLOCAMENTO TANGENCIAL

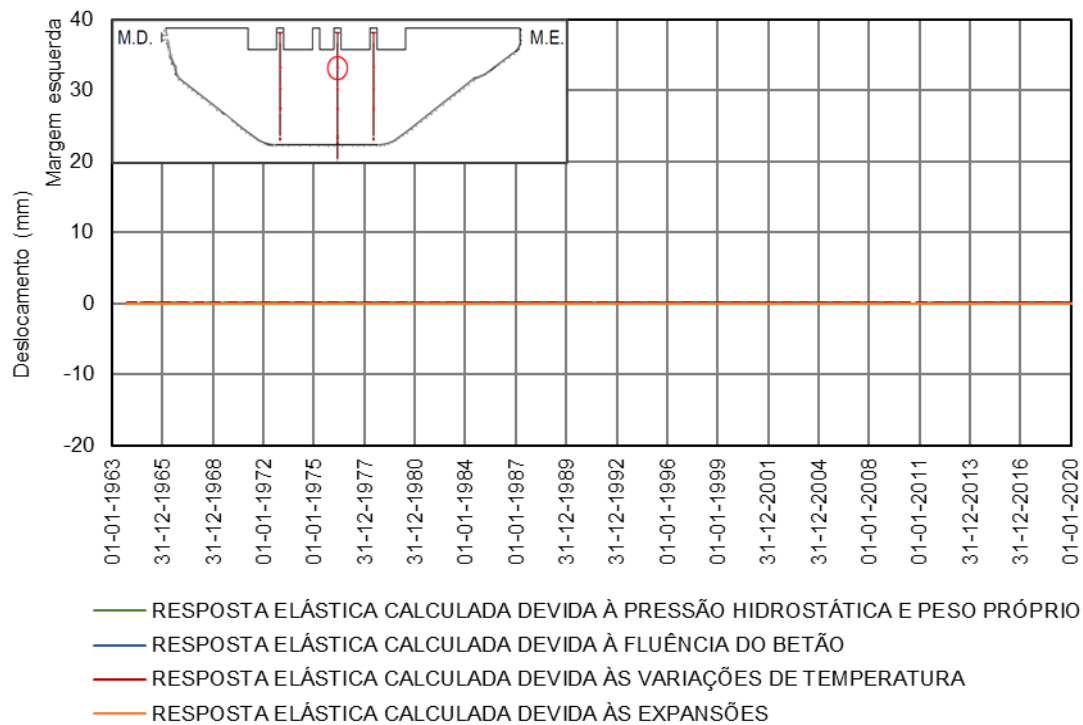
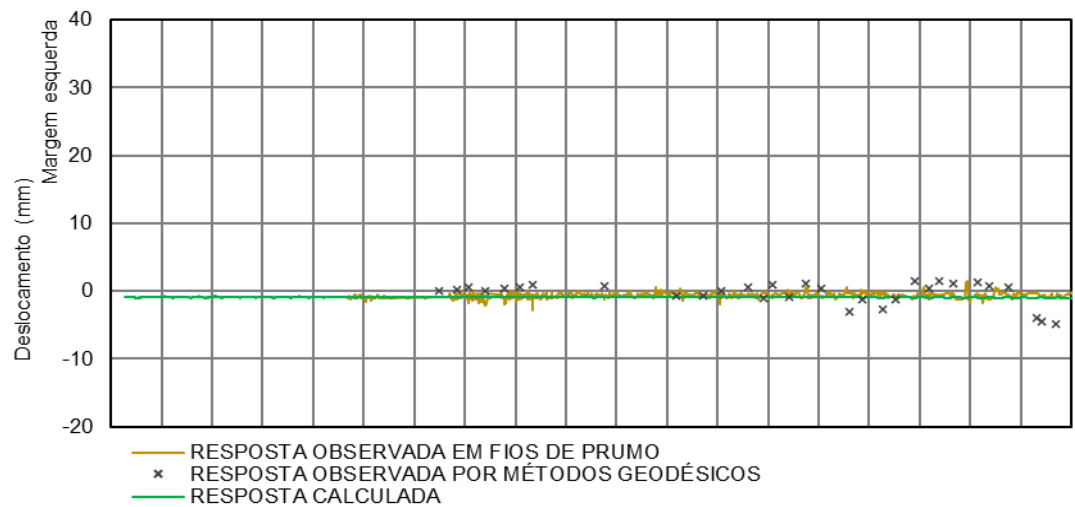
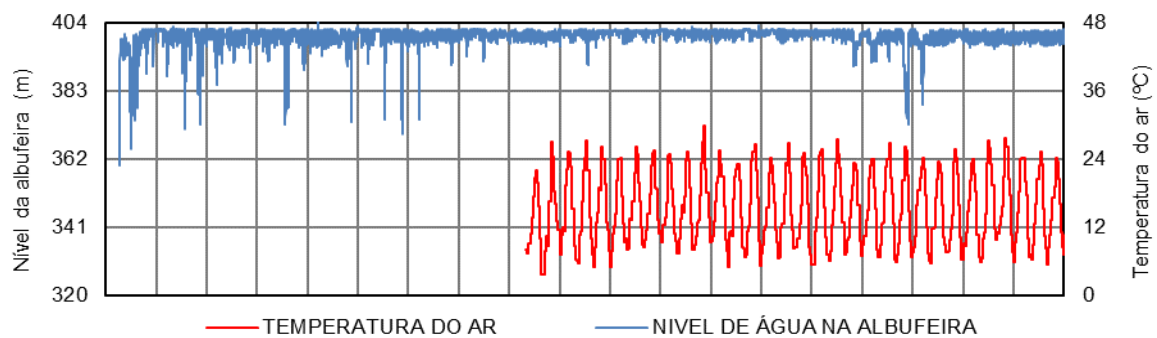


FIGURA 105 - Deslocamentos tangenciais do ponto correspondente à base de leitura do fio de prumo 1 à cota 379,00 m, observados (em fios de prumo e por métodos geodésicos) e calculados entre 1964 e 2020.



FIO DE PRUMO 1 À COTA 365,00 m – DESLOCAMENTO TANGENCIAL

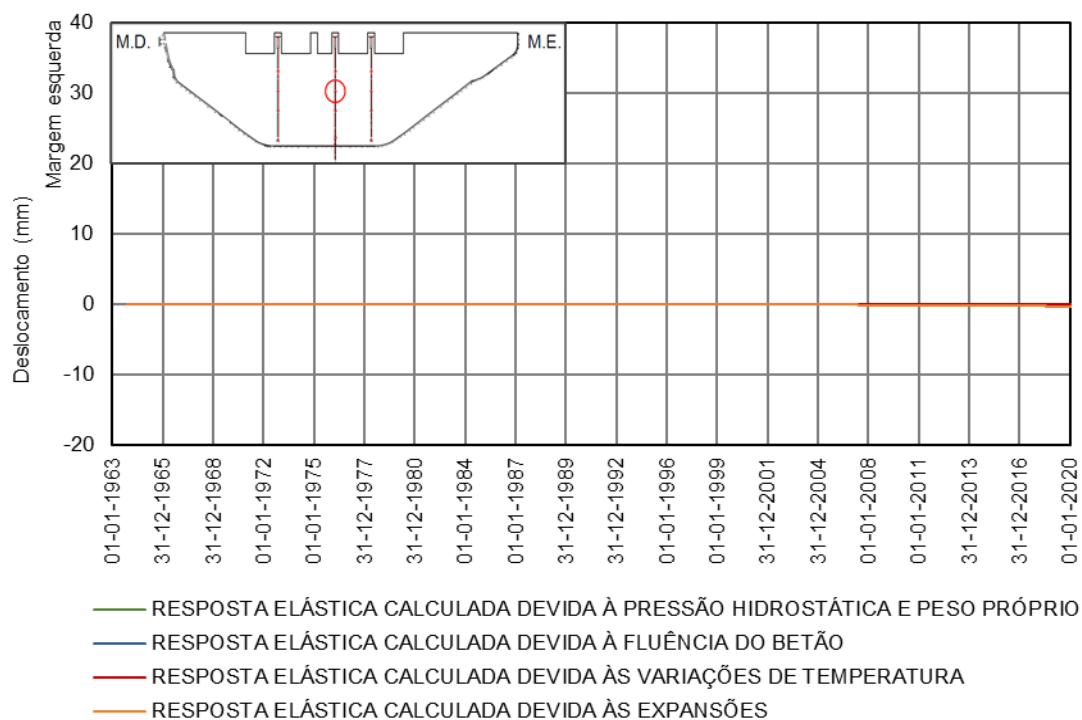
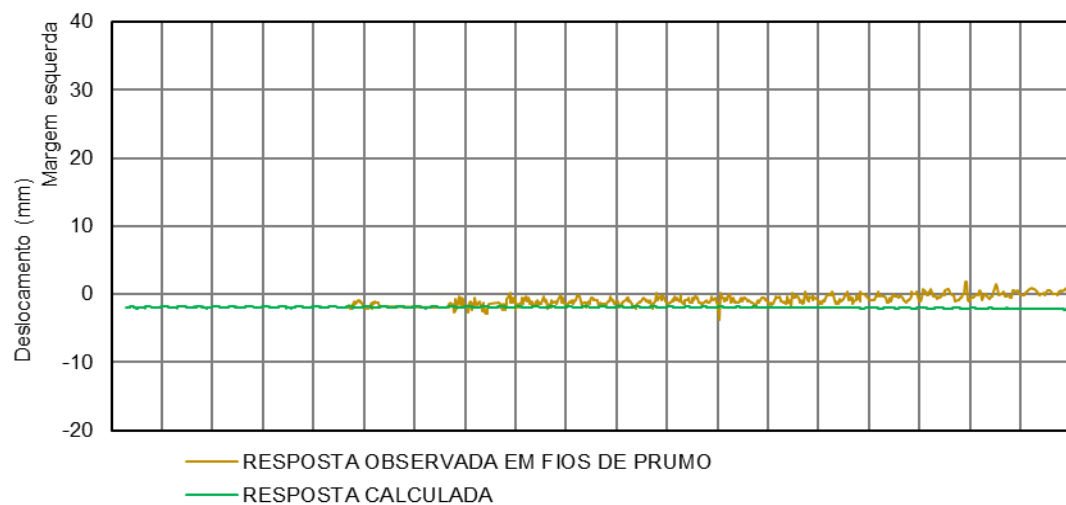
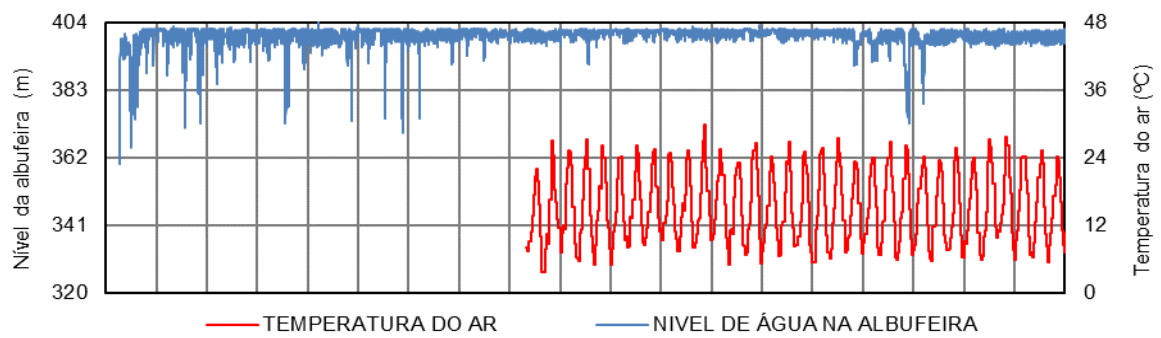


FIGURA 106 - Deslocamentos tangenciais do ponto correspondente à base de leitura do fio de prumo 1 à cota 365,00 m, observados e calculados entre 1964 e 2020.



FIO DE PRUMO 1 À COTA 350,00 m – DESLOCAMENTO TANGENCIAL

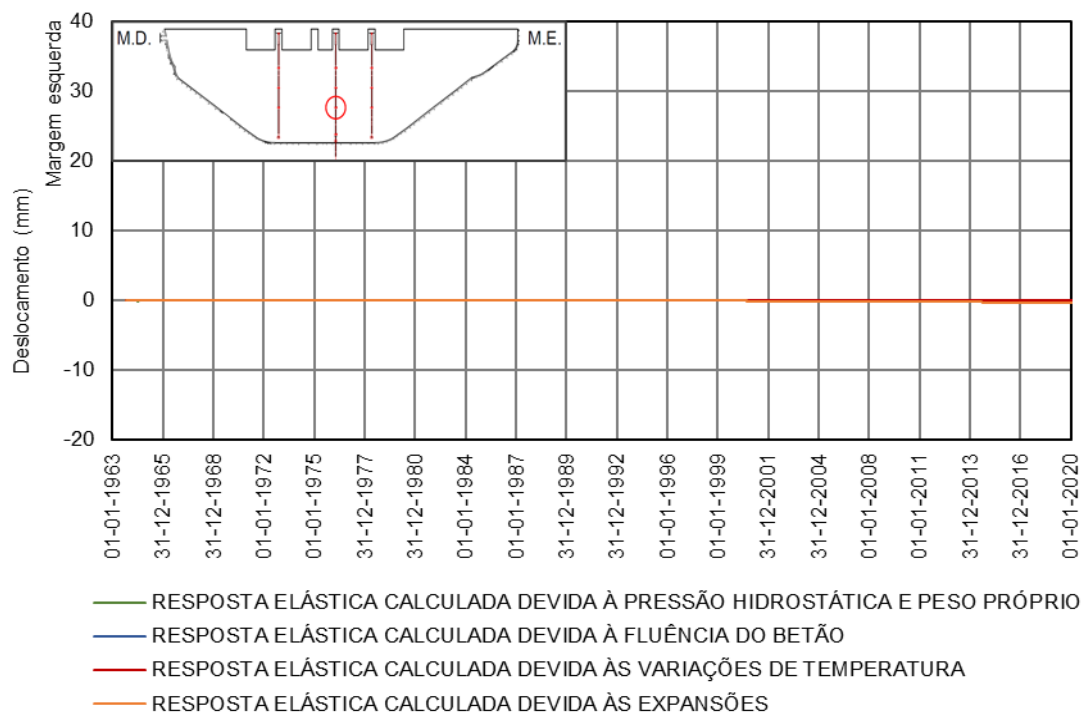
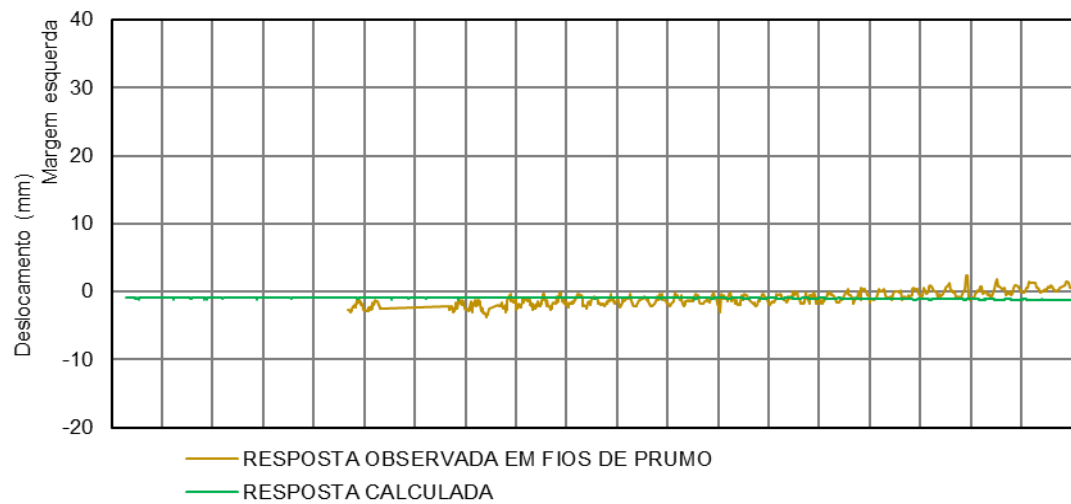
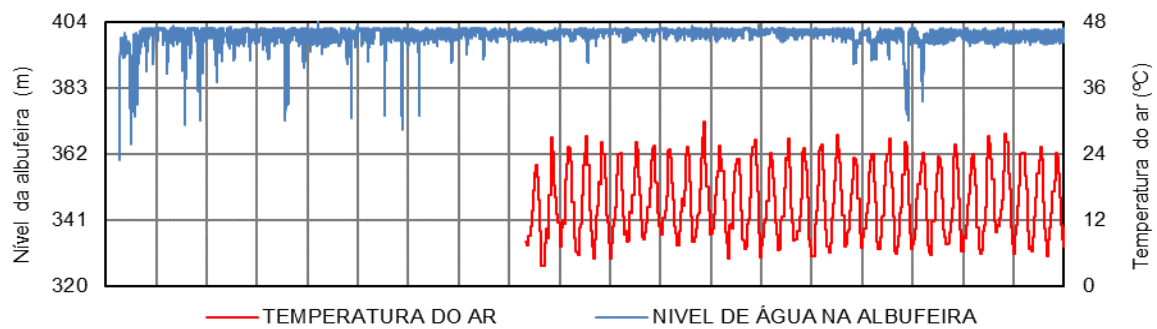


FIGURA 107 - Deslocamentos tangenciais do ponto correspondente à base de leitura do fio de prumo 1 à cota 350,00 m, observados e calculados entre 1964 e 2020.



FIO DE PRUMO 1 À COTA 330,00 m – DESLOCAMENTO TANGENCIAL

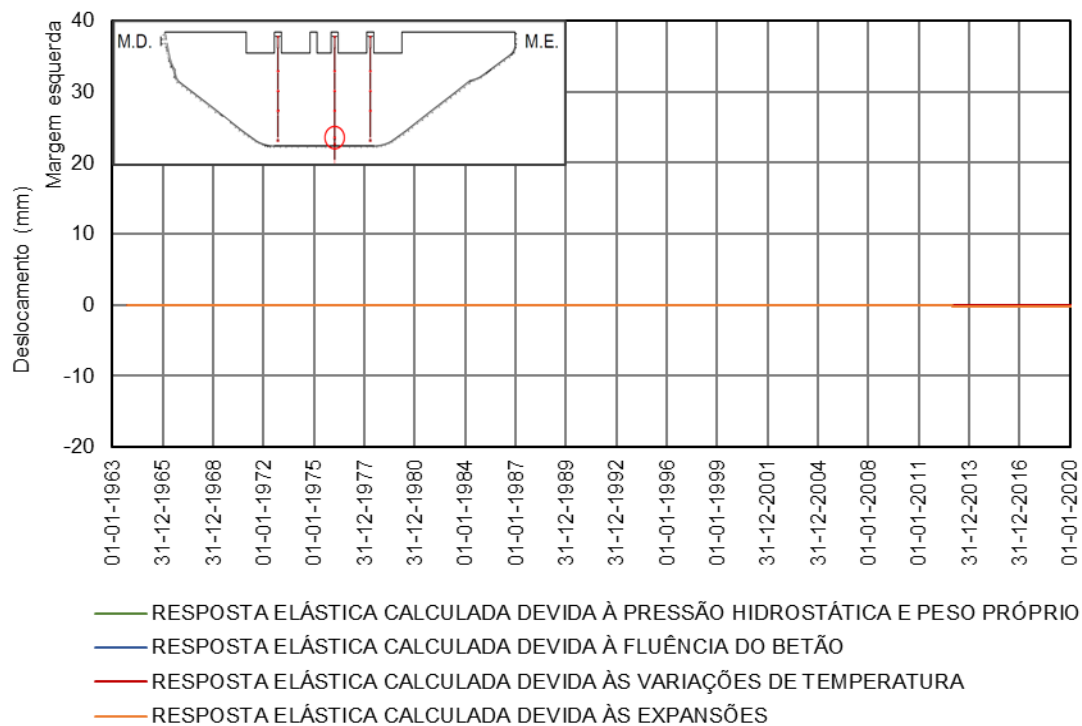
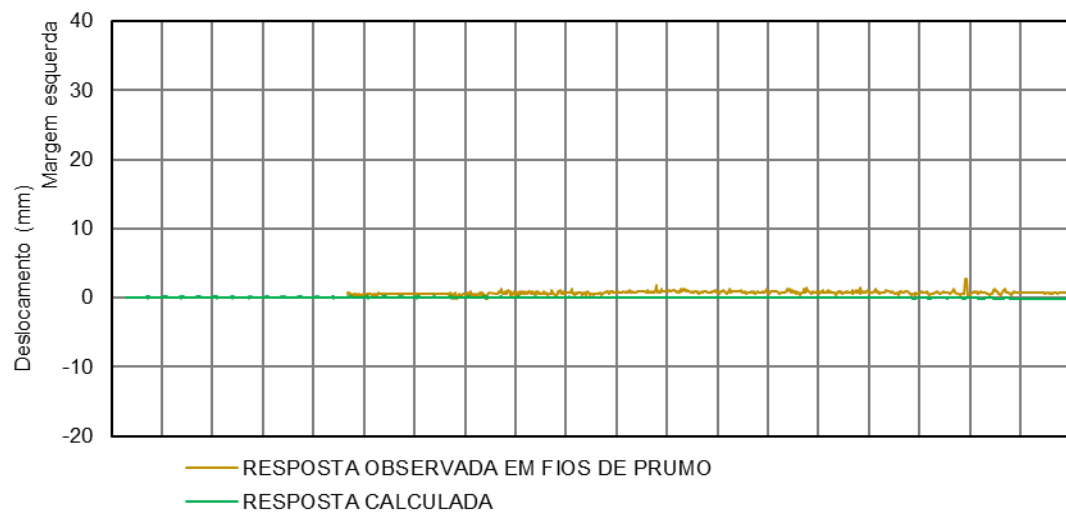
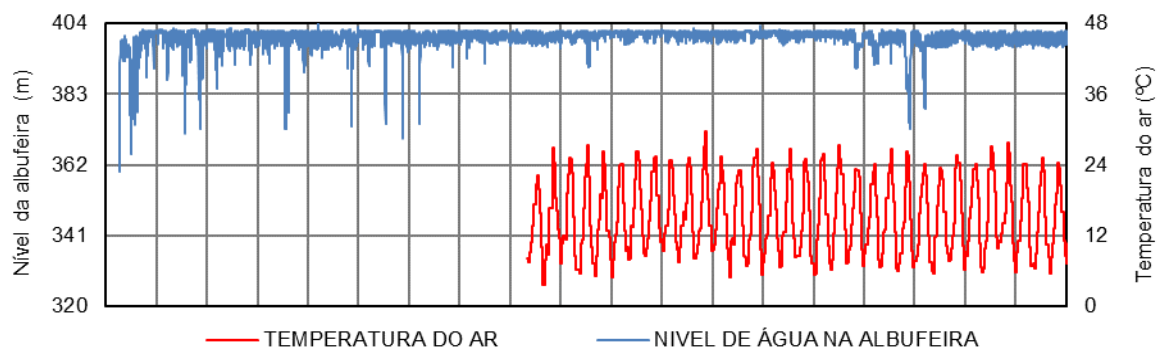


FIGURA 108 - Deslocamentos tangenciais do ponto correspondente à base de leitura do fio de prumo 1 à cota 330,00 m, observados e calculados entre 1964 e 2020.

6.7.4. Deslocamentos verticais

Nas figuras seguintes apresenta-se a evolução dos deslocamentos verticais nas seis marcas de nivelamento localizadas no coroamento da barragem, à cota 402,00m, fazendo-se a comparação entre os valores observados em nivelamentos geométricos de precisão e os valores calculados com o modelo estrutural. As marcas de nivelamento estão localizadas nos blocos 6D, 3D, 1D, 1E, 3E e 6D, existindo registos da observação desde 1977 até ao final de 2019.

Os gráficos estão organizados de forma idêntica aos deslocamentos radiais e tangenciais. Também neste caso se pode observar, genericamente, um bom ajuste entre os valores observados e calculados, verificando-se que os deslocamentos verticais se devem, essencialmente, à ação expansiva.



MARCA DE NIVELAMENTO NO BLOCO 6D – DESLOCAMENTO VERTICAL

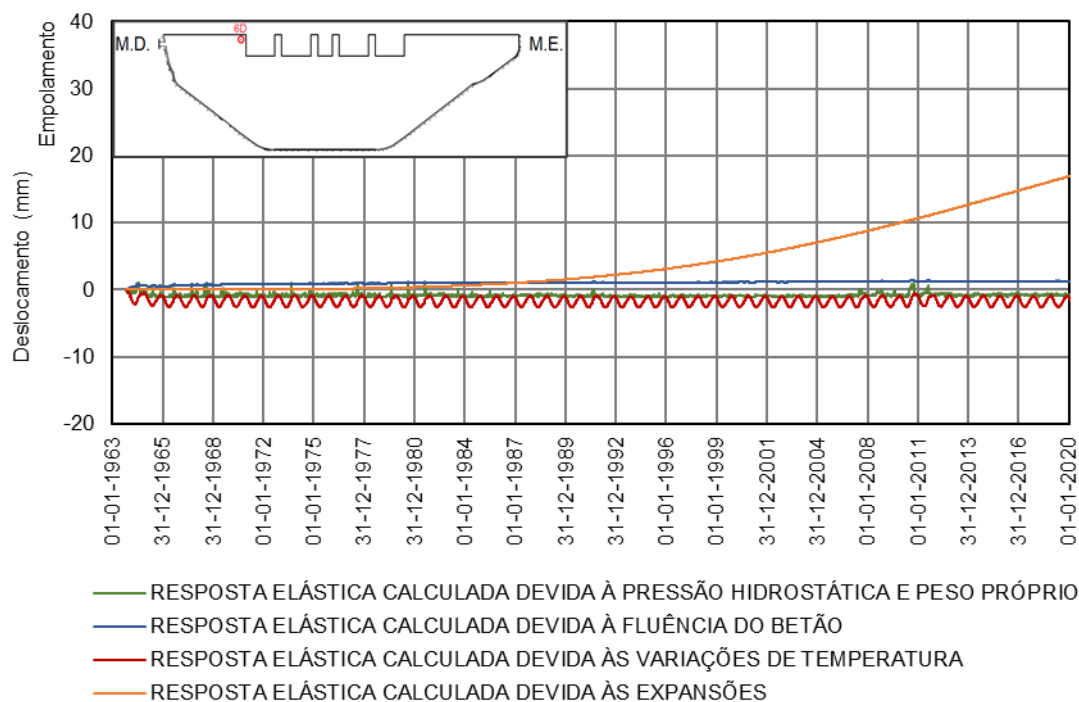
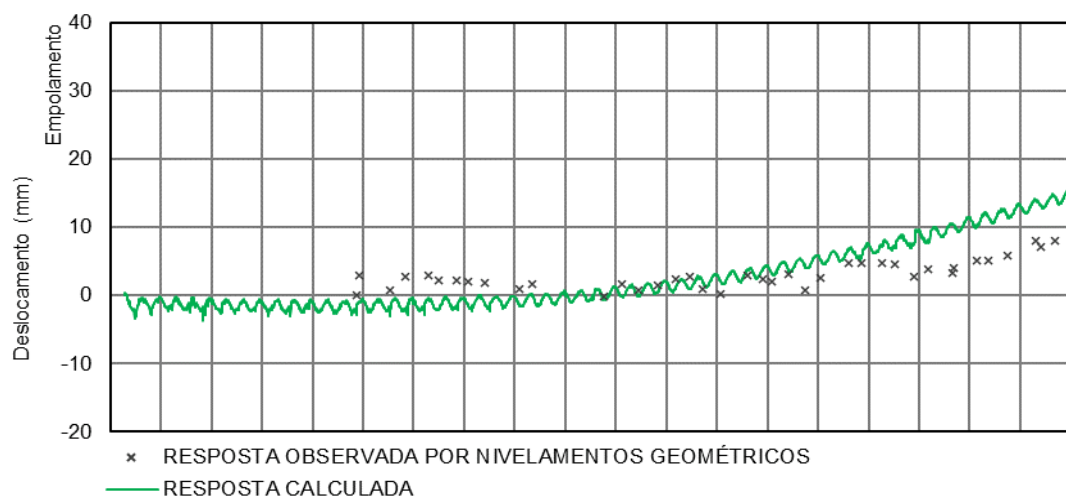
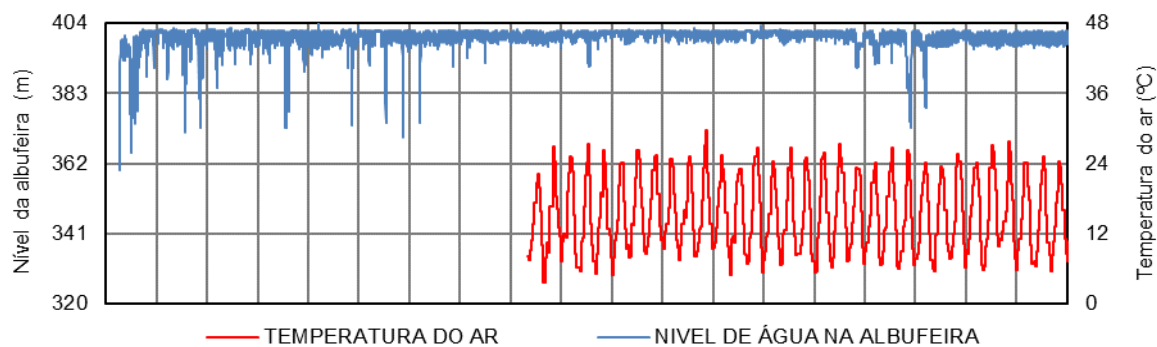


FIGURA 109 - Deslocamentos verticais do ponto correspondente à marca de nivelamento 6D do coroamento, à cota 402,00m, observados e calculados entre 1964 e 2020.



MARCA DE NIVELAMENTO NO BLOCO 3D – DESLOCAMENTO VERTICAL

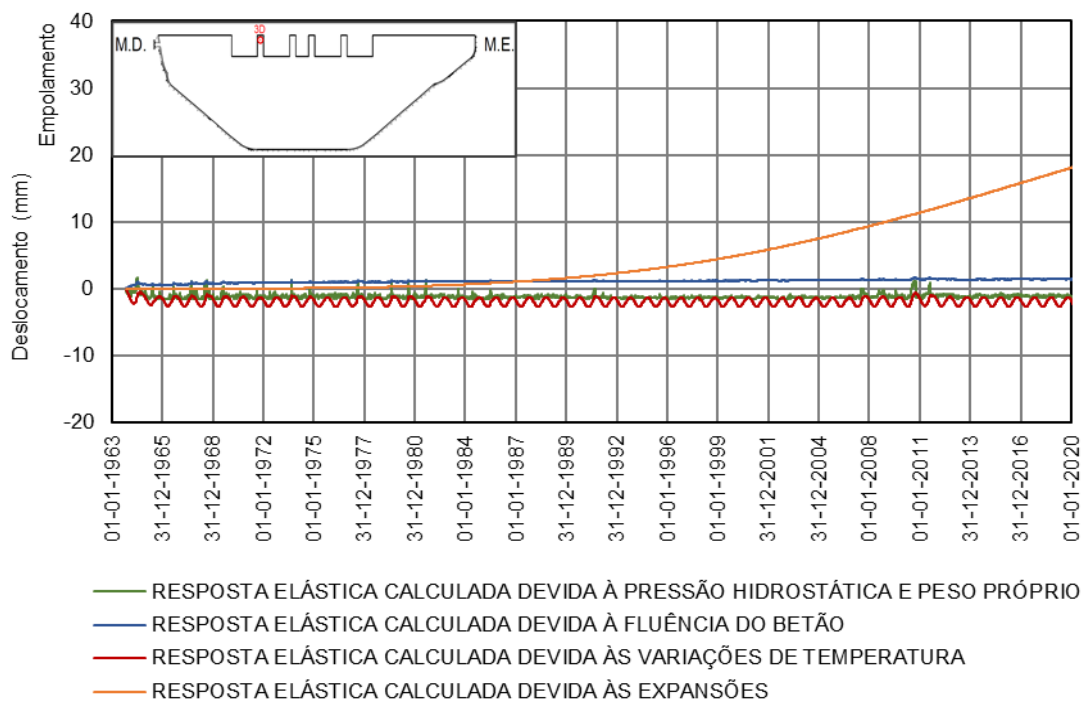
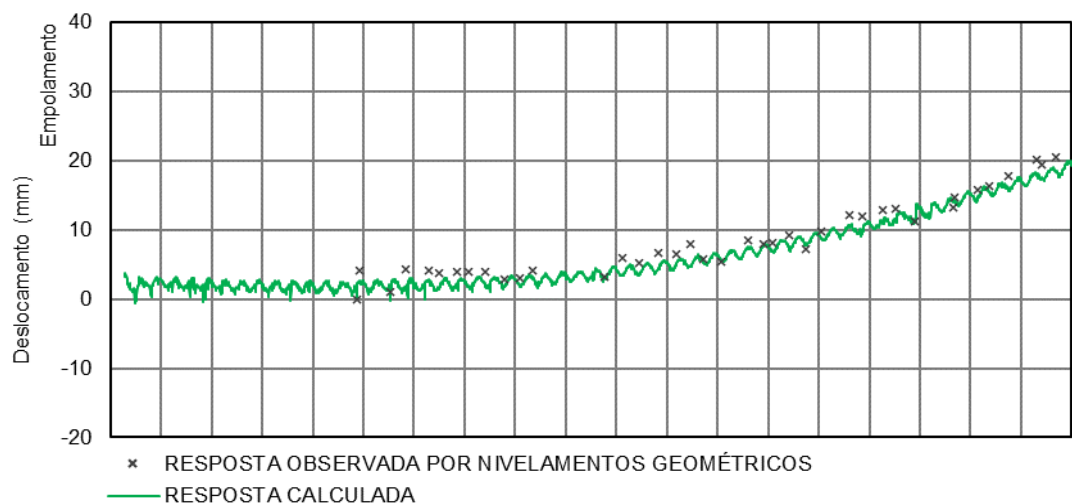
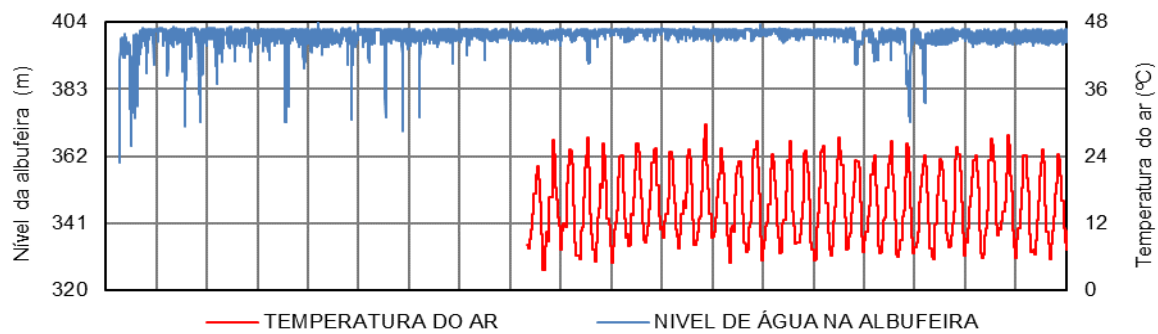


FIGURA 110 - Deslocamentos verticais do ponto correspondente à marca de nivelamento 3D do coroamento, à cota 408,00m, observados e calculados entre 1964 e 2020.



MARCA DE NIVELAMENTO NO BLOCO 1D – DESLOCAMENTO VERTICAL

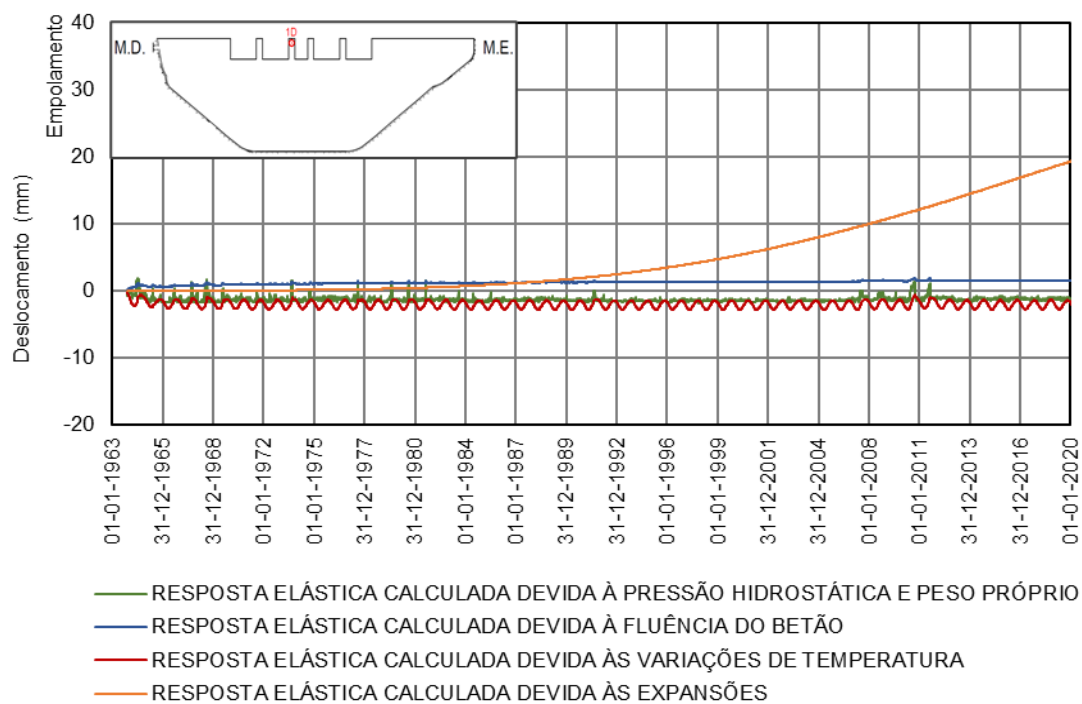
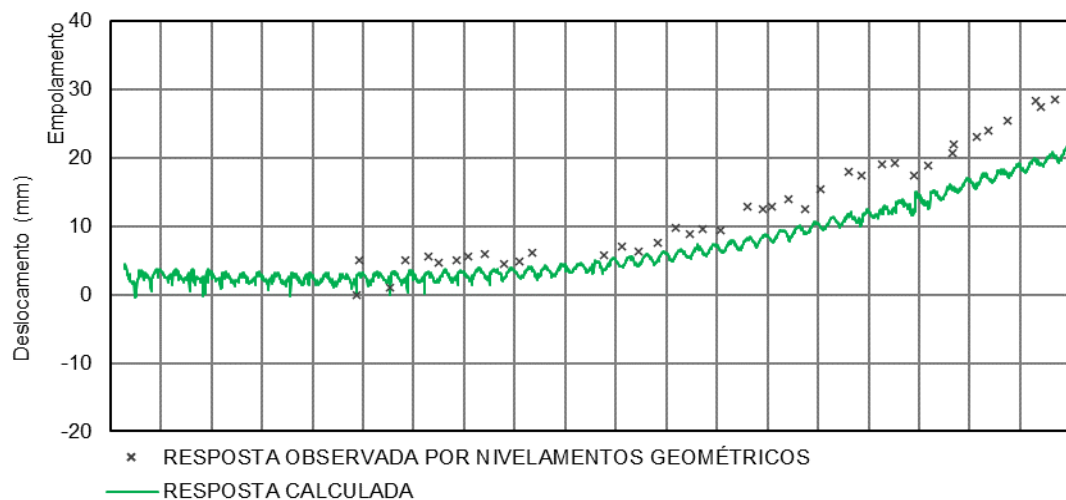
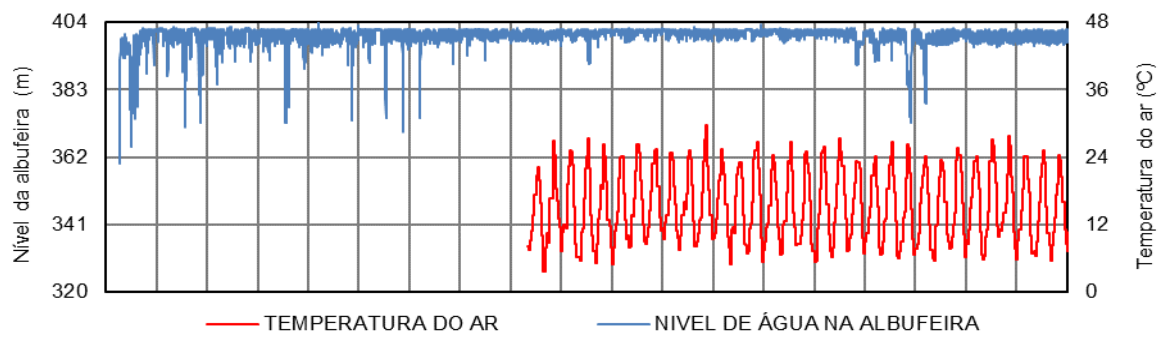


FIGURA 111 - Deslocamentos verticais do ponto correspondente à marca de nivelamento 1D do coroamento, à cota 408,00m, observados e calculados entre 1964 e 2020.



MARCA DE NIVELAMENTO NO BLOCO 1E – DESLOCAMENTO VERTICAL

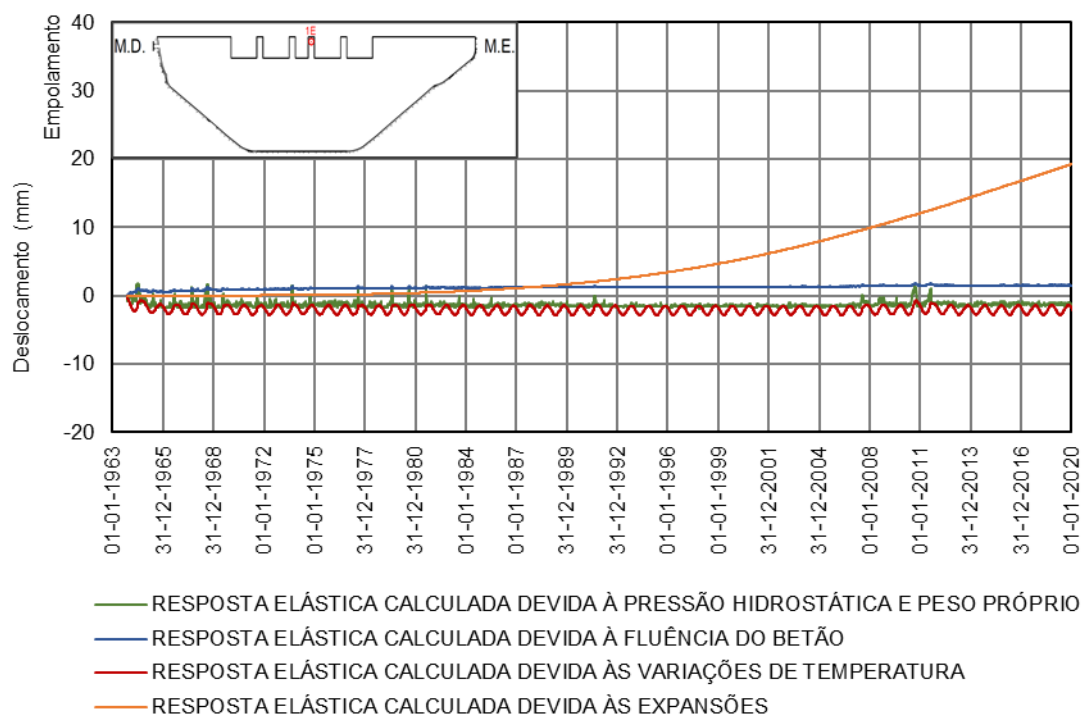
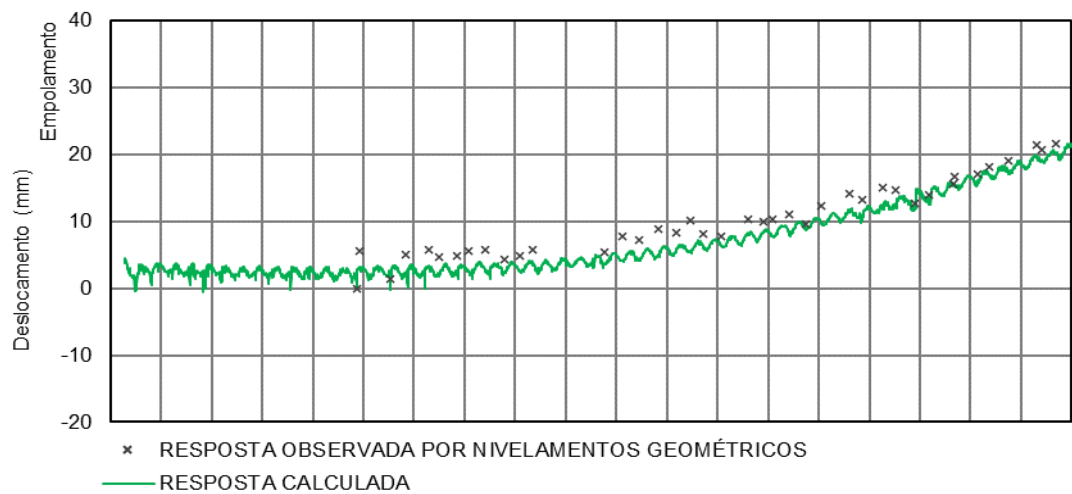
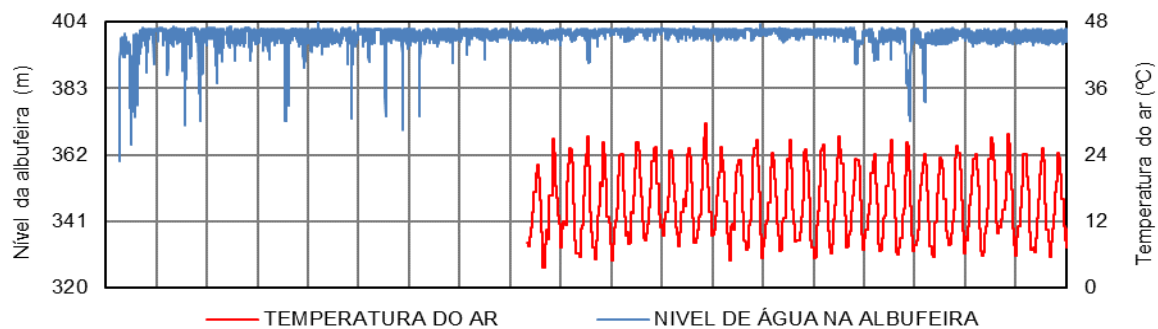


FIGURA 112- Deslocamentos verticais do ponto correspondente à marca de nivelamento 1E do coroamento, à cota 408,00m, observados e calculados entre 1964 e 2020.



MARCA DE NIVELAMENTO NO BLOCO 3E – DESLOCAMENTO VERTICAL

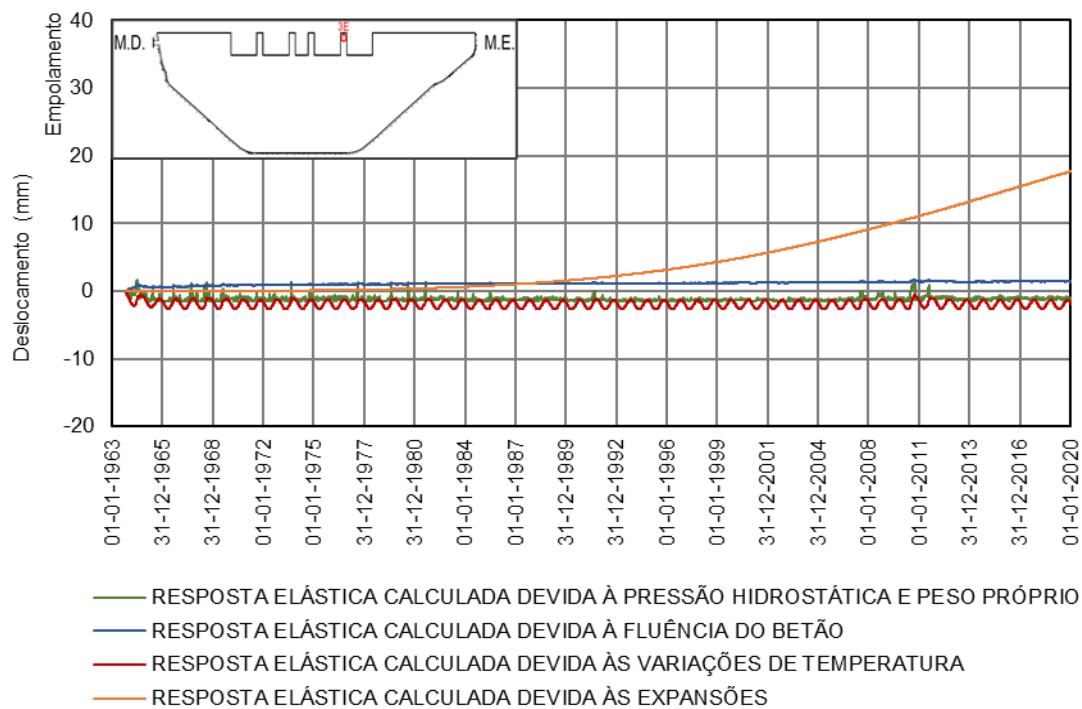
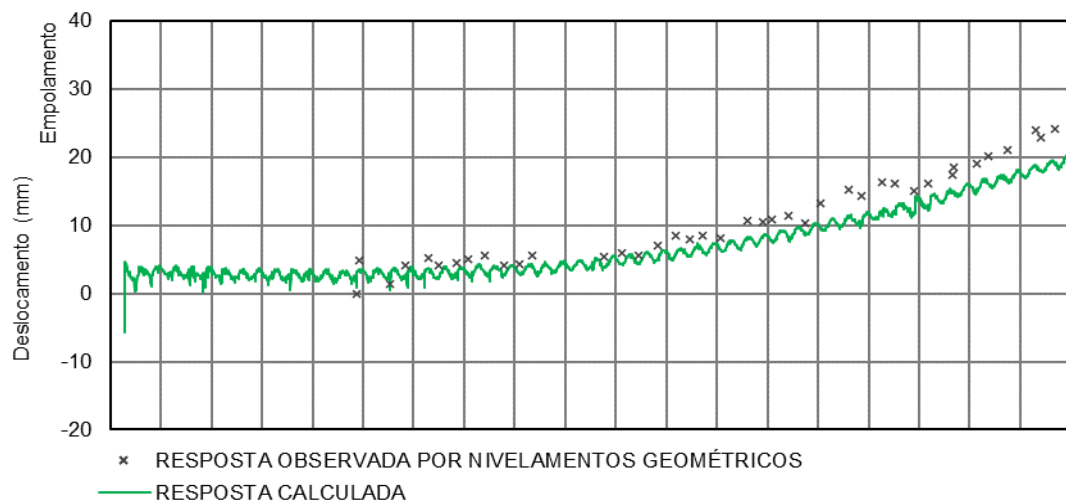
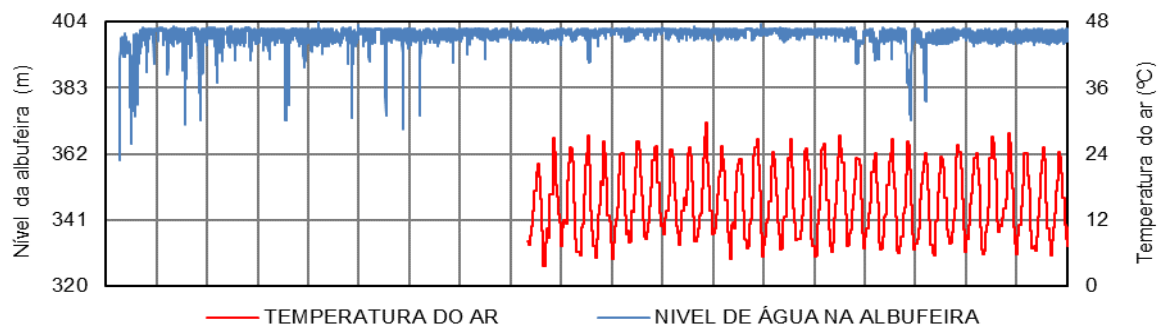


FIGURA 113 - Deslocamentos verticais do ponto correspondente à marca de nivelamento 3E do coroamento, à cota 408,00m, observados e calculados entre 1964 e 2020.



MARCA DE NIVELAMENTO NO BLOCO 6E – DESLOCAMENTO VERTICAL

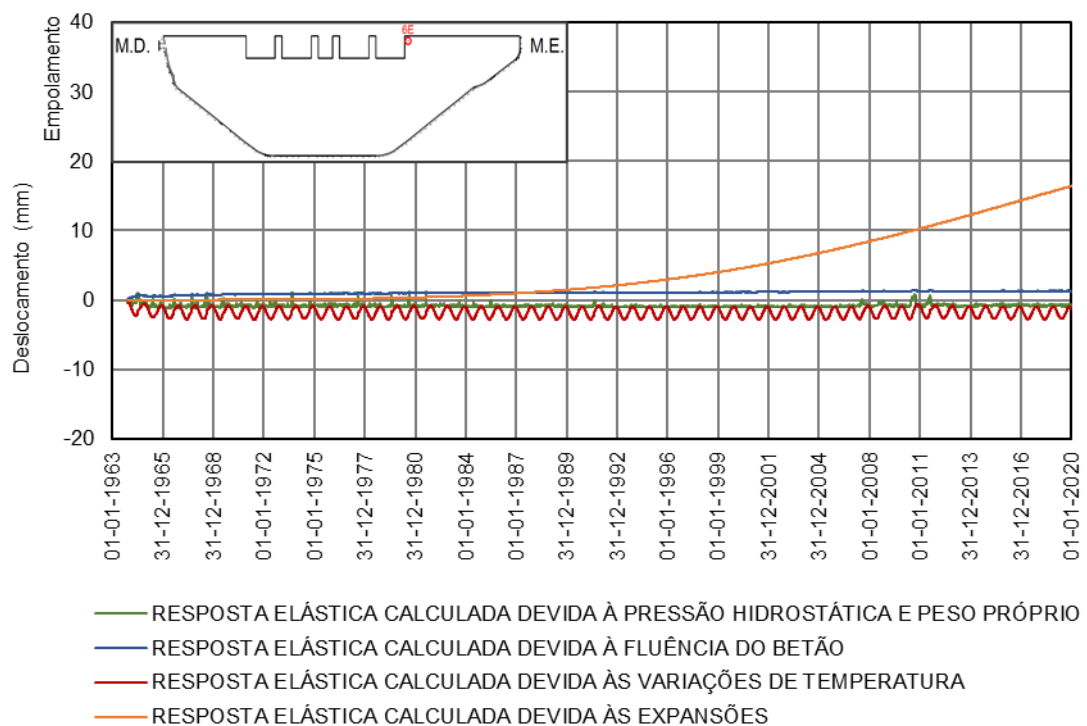
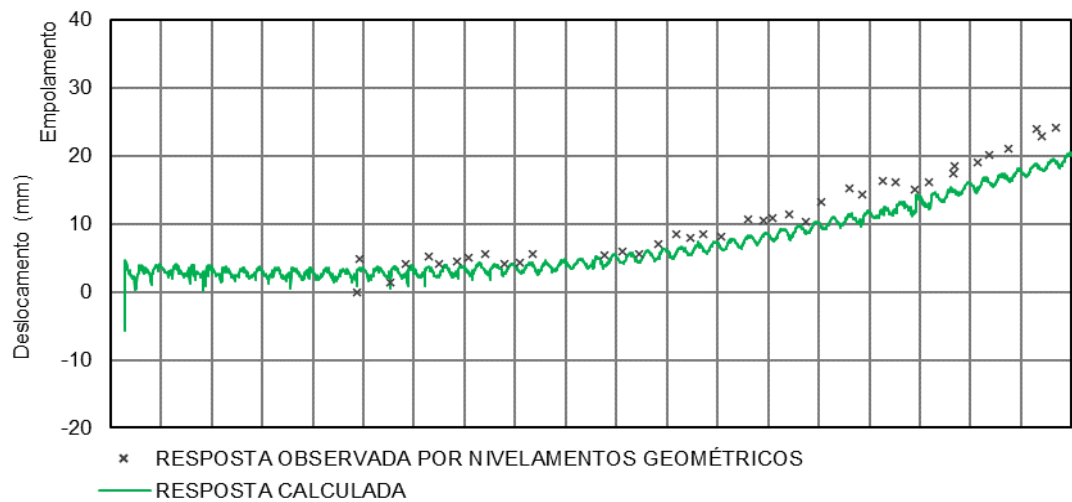


FIGURA 114 - Deslocamentos verticais do ponto correspondente à marca de nivelamento 6E do coroamento, à cota 408,00m, observados e calculados entre 1964 e 2020.

6.8. Avaliação do estado de tensão na barragem

6.8.1. Aspectos gerais

No presente subcapítulo faz-se a avaliação do estado de tensão instalado na barragem, devido às diferentes ações, isoladamente e em conjunto. As tensões devidas ao peso próprio do betão, pressão hidrostática, variações térmicas e expansões, foram calculadas considerando as parcelas instantânea e diferida.

A representação do estado tridimensional de tensão na barragem é feita em dois alçados, onde se apresentam as tensões principais nos paramentos de jusante e de montante, e num corte transversal no bloco central 1D.

De forma a facilitar a compreensão do comportamento estrutural da obra, apresentam-se as configurações das deformadas da barragem e as isolinhas com cor da norma do vetor de deslocamento, para as diferentes ações. Esta representação é realizada através de uma vista de jusante, uma perspetiva e um corte transversal, também pelo bloco 1D.

6.8.2. Campo de tensões devido ao peso próprio

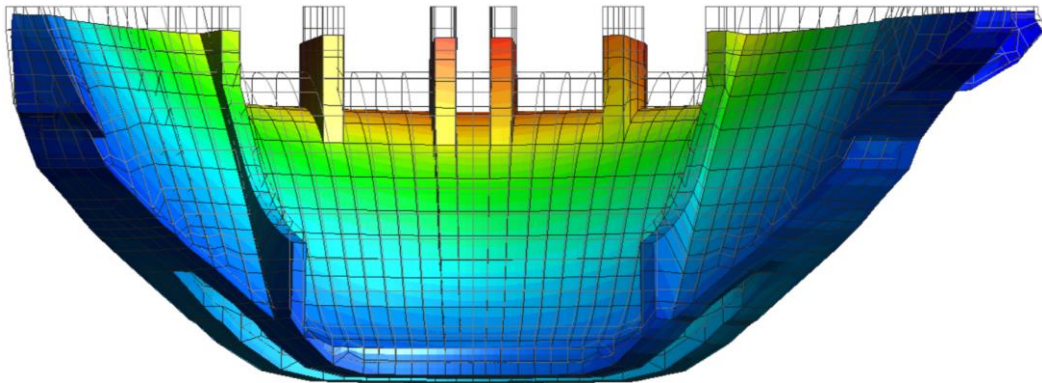
Na FIGURA 115 apresenta-se a configuração deformada da barragem devido à ação do peso próprio do betão, considerado aplicado instantaneamente. Os deslocamentos, tal como esperado, são essencialmente verticais, no sentido descendente (a configuração da deformada encontra-se ampliada 15000 vezes, para uma melhor perceção). Os maiores deslocamentos verificam-se na parte central da barragem, onde, em módulo, são ligeiramente superiores a 9 mm (corte A-A).

Na FIGURA 116 apresentam-se as tensões principais nos paramentos de montante e de jusante da barragem para a ação do peso próprio do betão. Verifica-se que as tensões de compressão máximas ocorrem próximo do pé do paramento de montante e na zona dos rins, mas não ultrapassam 2,6 MPa. Ocorrem tensões de tração na parte superior do paramento de montante e nos encontros, a jusante, mas são inferiores a 1,0 MPa.

M. D

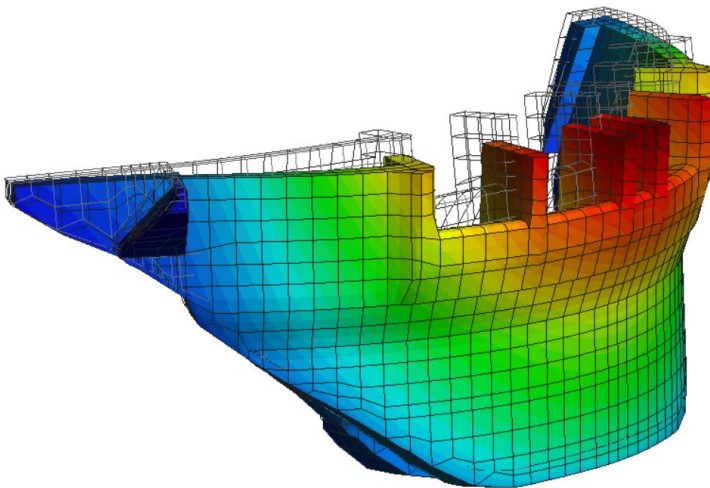
M. E

VISTA DE JUSANTE



PESO PRÓPRIO

VISTA EM PERSPETIVA



CORTE TRANSVERSAL PELO BLOCO 1D

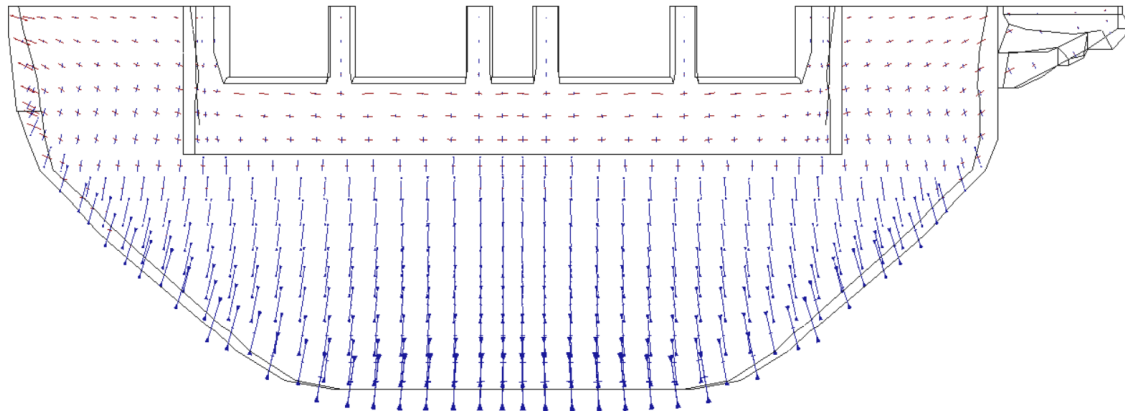


FIGURA 115 - Configuração deformada da barragem (ampliada 15 000 vezes) devida ao peso próprio do betão. Vista de jusante, vista em perspetiva e no corte transversal pelo bloco 1D.

M. D

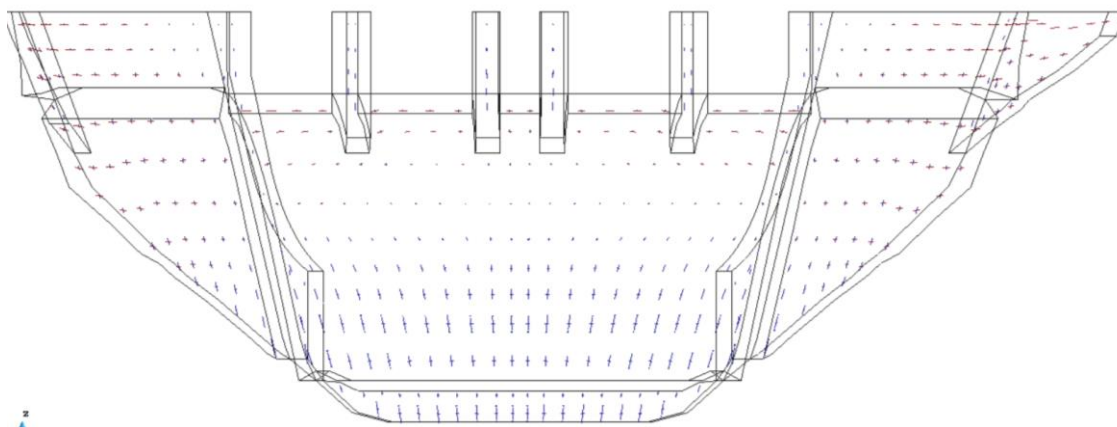
M. E

PARAMENTO DE MONTANTE

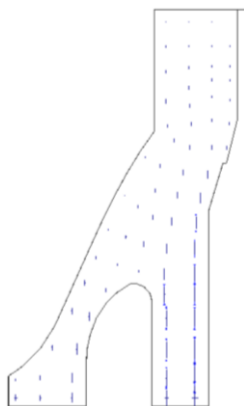


PESO PRÓPRIO

PARAMENTO DE JUSANTE



CORTE TRANSVERSAL PELO BLOCO 1D



Compressão
Tração
4 MPa

FIGURA 116 - Tensões principais na barragem devidas à ação do peso próprio do betão. Representação nos paramentos de montante e de jusante e no corte transversal pelo bloco 1D.

6.8.3. Campo de tensões devido à pressão hidrostática

Na FIGURA 117 representa-se a deformada da barragem devida à ação da pressão hidrostática no paramento de montante, para a albufeira no nível de pleno armazenamento (NPA=402,00 m). Os deslocamentos são, naturalmente, no sentido de jusante. Os deslocamentos máximos, de cerca de 11,0 mm, ocorrem na parte superior central da barragem.

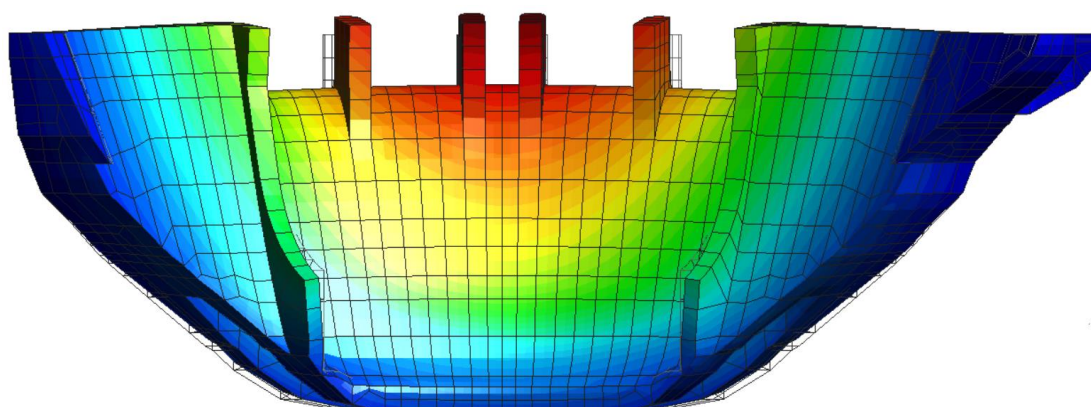
Na FIGURA 118 apresentam-se as tensões principais devidas à ação da pressão hidrostática. Verifica-se a ocorrência de tensões de tração junto ao pé de montante da barragem, com direção normal à superfície de inserção, de cerca de 2,3 MPa. Na zona dos rins, as tensões de tração máximas são de cerca de 1,4 MPa.

O paramento de jusante encontra-se comprimido, sendo as compressões máximas horizontais, de cerca de 1,4 MPa, por baixo dos vãos do descarregador, junto aos pilares. Perto da inserção da fundação, as tensões de compressão têm valores próximos de 1,6 MPa.

M. D

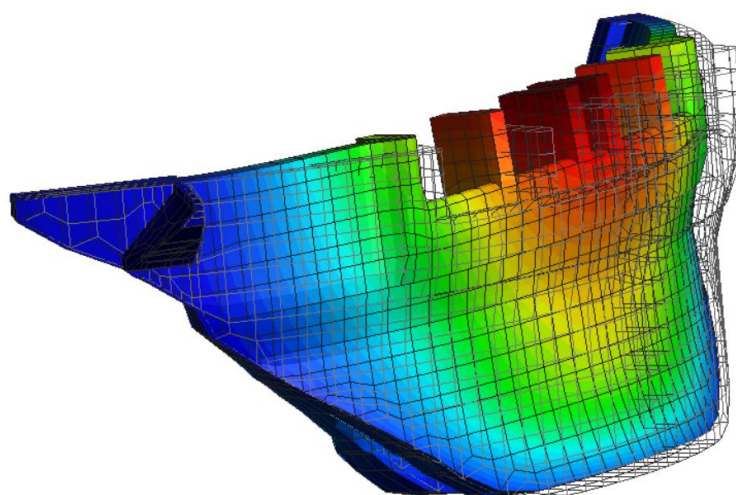
M. E

VISTA DE JUSANTE



PRESSÃO HIDROSTÁTICA

VISTA EM PERSPETIVA



CORTE TRANSVERSAL PELO BLOCO 1D

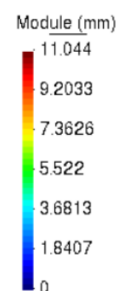
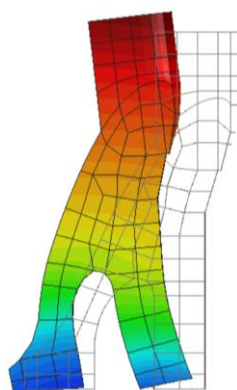
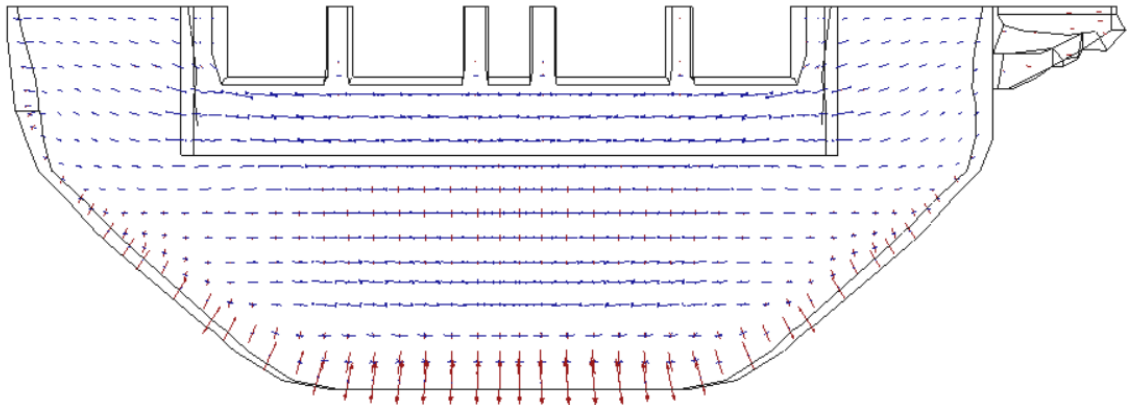


FIGURA 117 - Configuração deformada da barragem (ampliada 15 000 vezes) devida à pressão hidrostática para o NPA. Vista de jusante, vista em perspetiva e no corte transversal pelo bloco 1D.

M. D

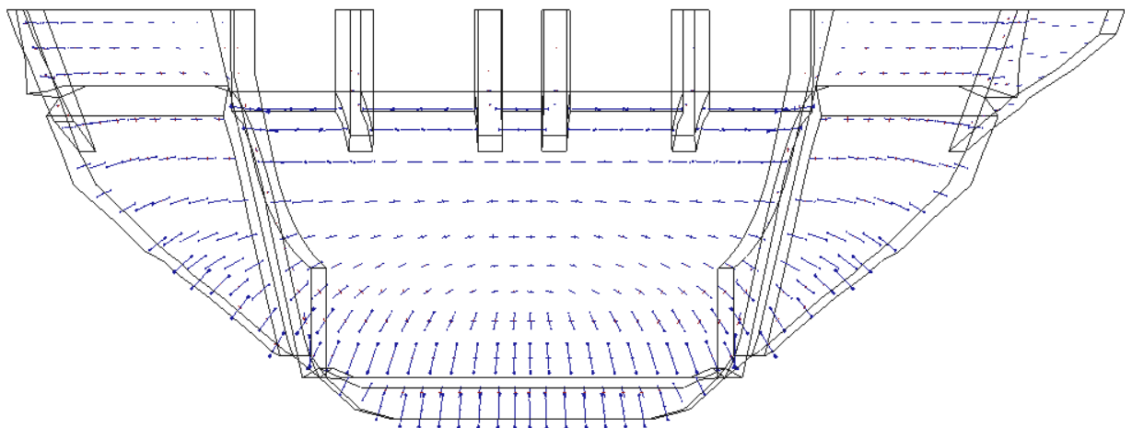
M. E

PARAMENTO DE MONTANTE

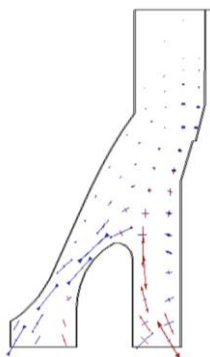


PRESSÃO HIDROSTÁTICA

PARAMENTO DE JUSANTE



CORTE TRANSVERSAL PELO BLOCO 1D



Compressão
← → Tração
4 MPa

FIGURA 118 - Tensões principais na barragem devidas à ação da pressão hidrostática para o NPA. Representação nos paramentos de montante e de jusante e no corte transversal pelo bloco 1D.

6.8.4. Campos de tensões devido às variações de temperatura

Considera-se o estado de tensão devido a um aquecimento da estrutura entre épocas fria (7 março de 2019) e quente (31 de agosto de 2019) e a um arrefecimento entre épocas quente (31 de agosto de 2019) e fria (7 de março de 2020).

Na FIGURA 119 apresentam-se as variações de temperatura correspondentes ao aquecimento da barragem, ao passo que na FIGURA 120 e na FIGURA 121 são apresentadas, respetivamente, a deformada da barragem e as tensões principais devidas ao aquecimento referido.

Verifica-se que o aquecimento é muito significativo junto do paramento de jusante e moderado junto do paramento de montante, não existindo, praticamente, variações térmicas nas cotas mais baixas deste paramento, o que provoca uma flexão significativa do perfil da barragem, evidenciada pela sua deformada, com deslocamentos significativos para montante, a cotas elevadas, enquanto que nas cotas mais baixas os deslocamentos são para jusante. Relativamente aos deslocamentos verticais, verifica-se que, devido à flexão do perfil, os empolamentos são muito pequenos.

Relativamente ao estado de tensão, verifica-se que, estando os deslocamentos limitados no apoio na fundação, existem, junto ao paramento de jusante e nas cotas elevadas do paramento de montante, tensões de compressão predominantemente horizontais, na parte central da barragem, e paralelas à superfície de inserção, junto da fundação. Nas cotas baixas do paramento de montante as tensões são pequenas, sendo inclusivamente de tração. No paramento de jusante as compressões estendem-se a todo o paramento, com valores da ordem de 2,0 MPa, enquanto no paramento de montante as compressões máximas situam-se no encontro esquerdo, com valores de cerca de 3,4 MPa. No perfil da barragem verificam-se tensões verticais de compressão junto aos paramentos (exceto na parte inferior do paramento de montante, onde existem trações) e de tração no núcleo, com valores máximos de cerca de 1,1 MPa na parte superior do núcleo.

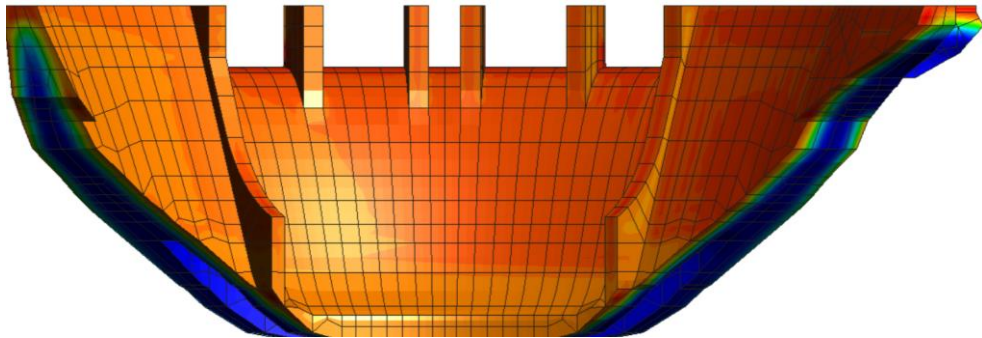
Na FIGURA 122 e na FIGURA 123 apresentam-se, respetivamente, as variações de temperatura e a deformada da barragem correspondentes ao arrefecimento da estrutura, verificando-se, neste caso, que os deslocamentos verticais são de assentamento e os horizontais são para jusante.

Na FIGURA 124 apresentam-se as tensões principais correspondentes ao referido arrefecimento, verificando-se que os paramentos estão tracionados e o núcleo da barragem está comprimido. As trações verticais máximas (1,6 MPa) localizam-se junto ao paramento de jusante e as compressões máximas são de cerca de 1,3 MPa. Ocorrem tensões de tração, aproximadamente horizontais, na direção longitudinal da obra (com valores máximos de 3,1 MPa), que resultam de se ter considerado um modelo contínuo. Em obra estas trações não se concretizam, uma vez que os blocos da barragem, separados por juntas de contração, podem contrair livremente na direção longitudinal.

M. D

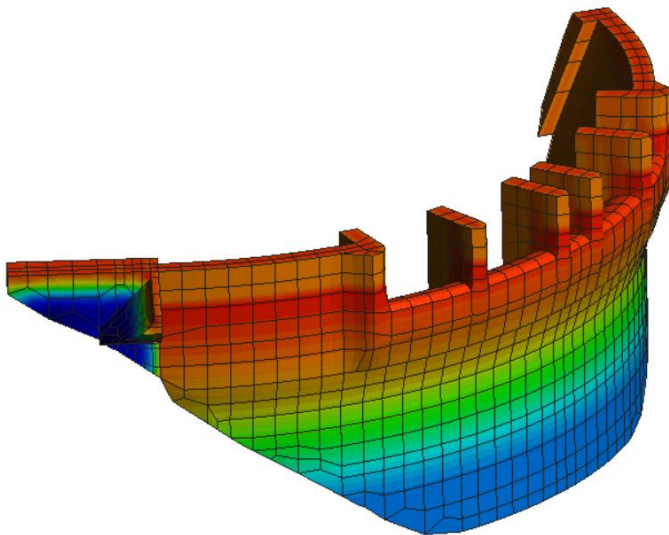
M. E

VISTA DE JUSANTE



AQUECIMENTO DA BARRAGEM

VISTA EM PERSPETIVA



CORTE TRANSVERSAL PELO BLOCO 1D

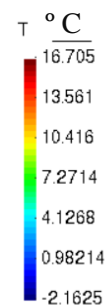
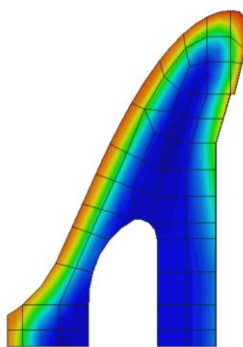
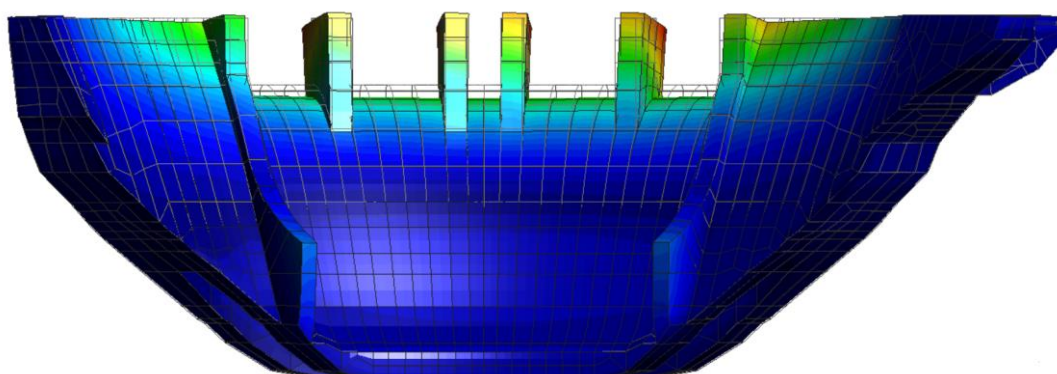


FIGURA 119 – Variações de temperatura correspondentes ao aquecimento da barragem entre 7 de março de 2019 e 31 de agosto de 2019. Vista de jusante, vista em perspetiva e no corte transversal pelo bloco 1D.

M. D

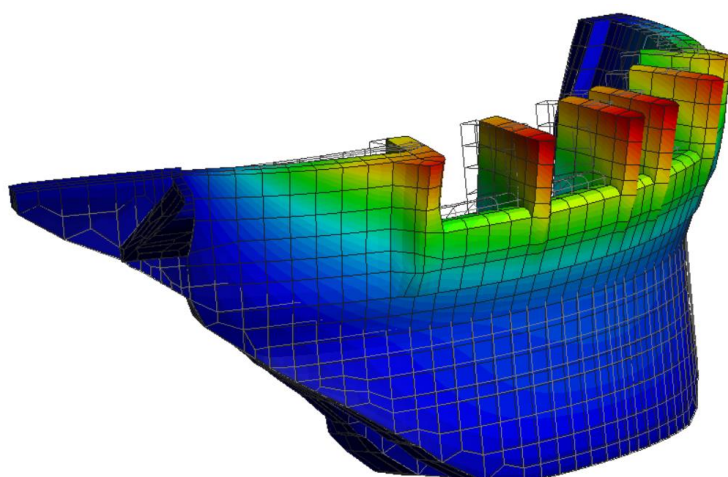
M. E

VISTA DE JUSANTE



AQUECIMENTO DA BARRAGEM

VISTA EM PERSPETIVA



CORTE TRANSVERSAL PELO BLOCO 1D

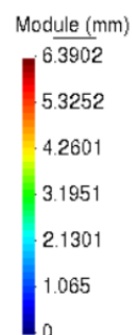
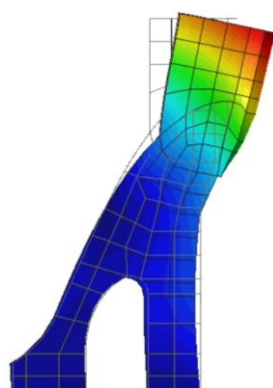
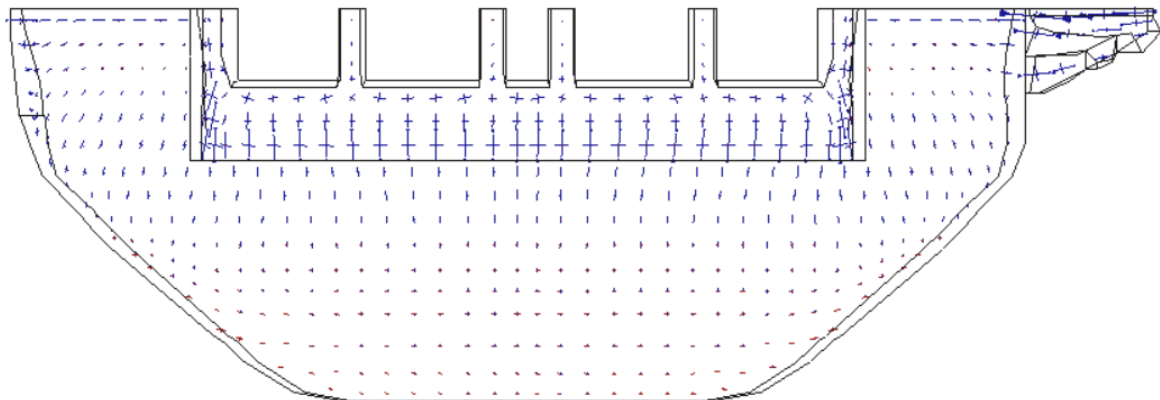


FIGURA 120 - Configuração deformada da barragem (ampliada 15000 vezes) devida ao aquecimento da barragem entre 7 de março de 2019 e 31 de agosto de 2019. Vista de jusante, vista em perspectiva e no corte transversal pelo bloco 1D.

M. D

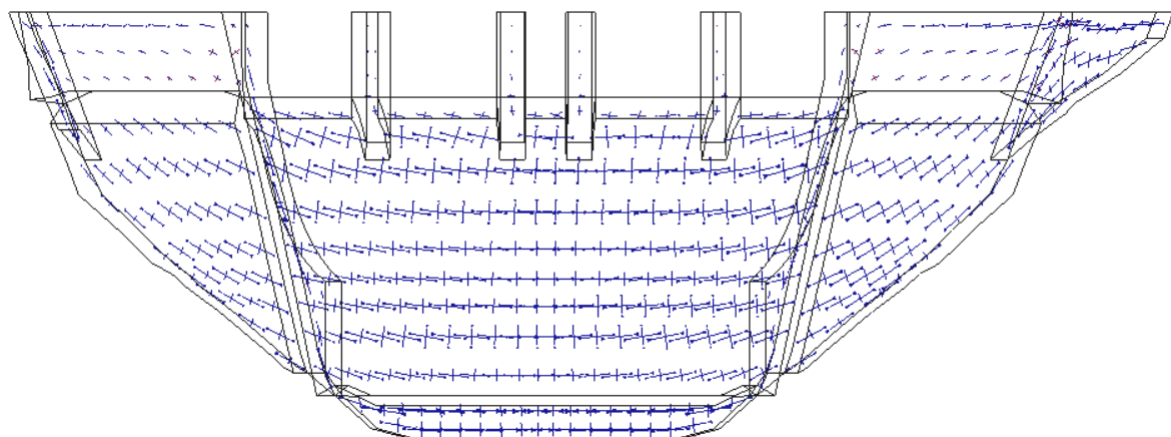
M. E

PARAMENTO DE MONTANTE

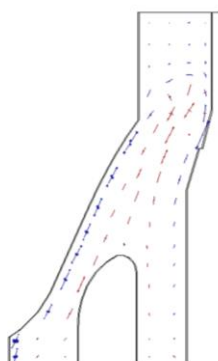


AQUECIMENTO DA BARRAGEM

PARAMENTO DE JUSANTE



CORTE TRANSVERSAL PELO BLOCO 1D



Compressão



Tração

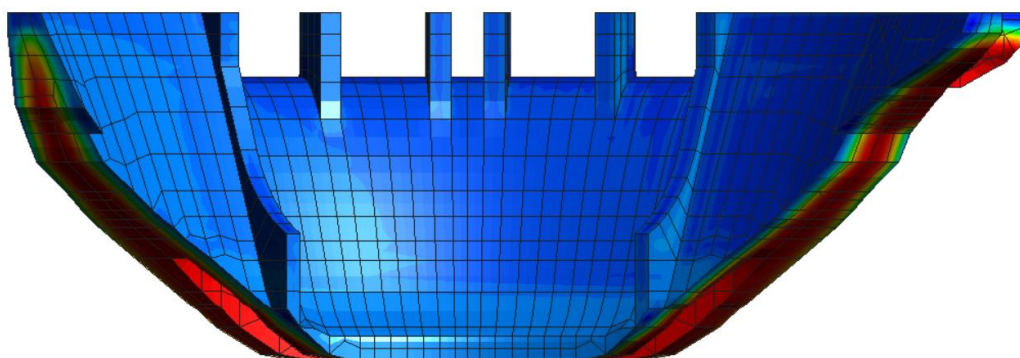
4 MPa

FIGURA 121 - Tensões principais devidas ao aquecimento da barragem entre 7 de março de 2019 e 31 de agosto de 2019. Representação nos paramentos de montante e de jusante e no corte transversal pelo bloco 1D.

M. D

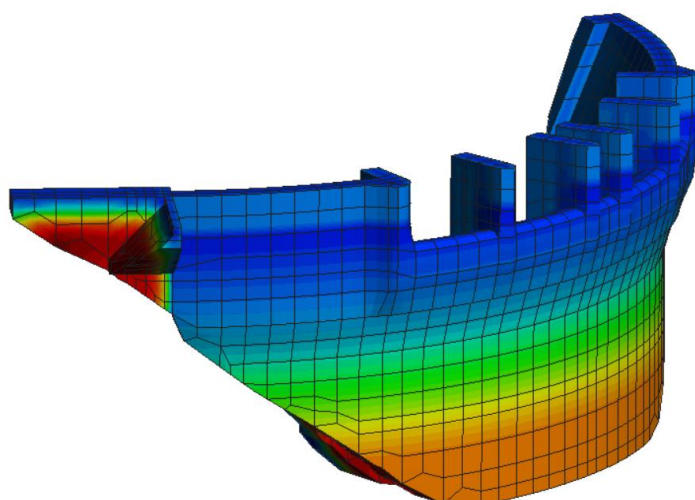
M. E

VISTA DE JUSANTE



ARREFECIMENTO DA BARRAGEM

VISTA EM PERSPETIVA

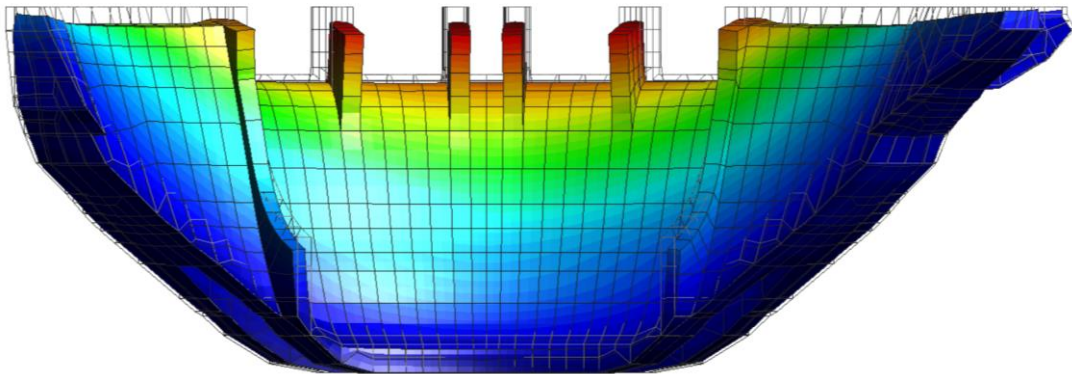


CORTE TRANSVERSAL PELO BLOCO 1D

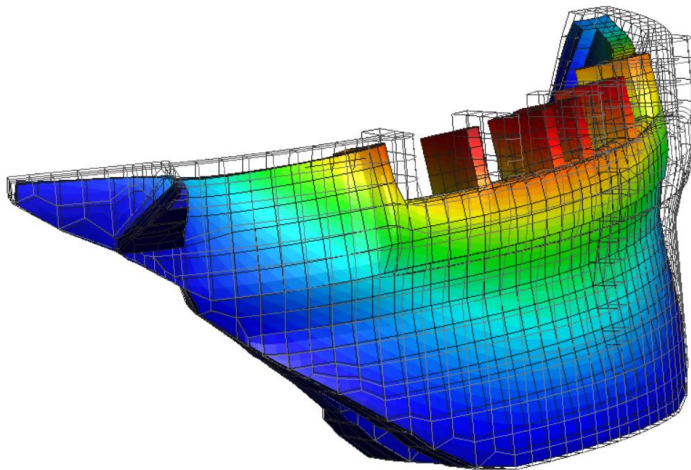


FIGURA 122 – Variações de temperatura correspondentes ao arrefecimento da barragem entre 31 de agosto de 2019 e 7 de março de 2020. Vista de jusante, vista em perspetiva e no corte transversal pelo bloco 1D.

VISTA DE JUSANTE

ARREFECIMENTO DA BARRAGEM

VISTA EM PERSPETIVA



CORTE TRANSVERSAL PELO BLOCO 1D

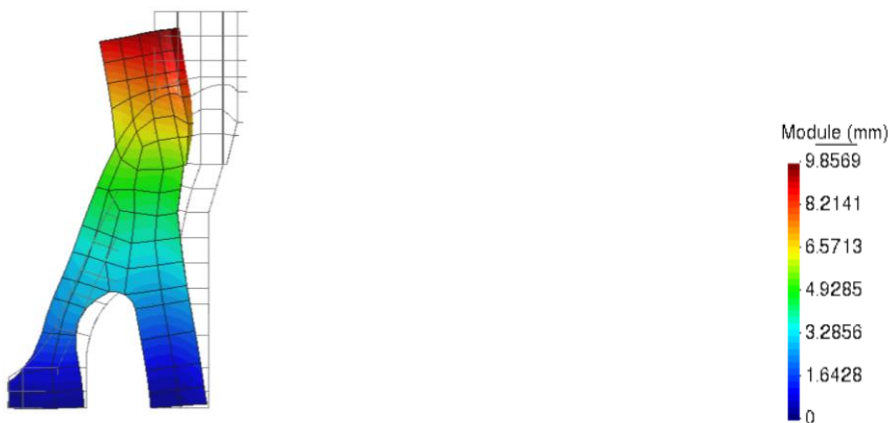
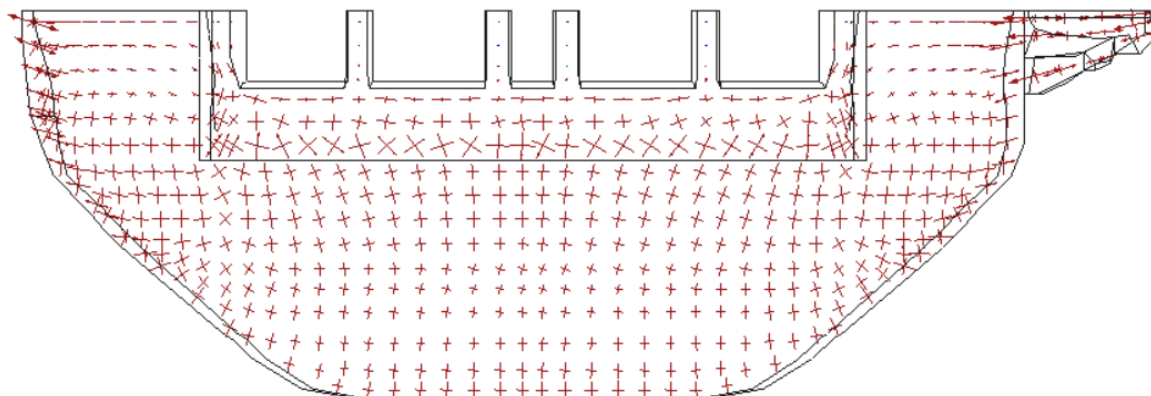


FIGURA 123 - Configuração deformada da barragem (amplificada 15000 vezes) devida ao arrefecimento da barragem entre 31 de agosto de 2019 e 7 de março de 2020. Vista de jusante, vista em perspetiva e no corte transversal pelo bloco 1D.

M. D

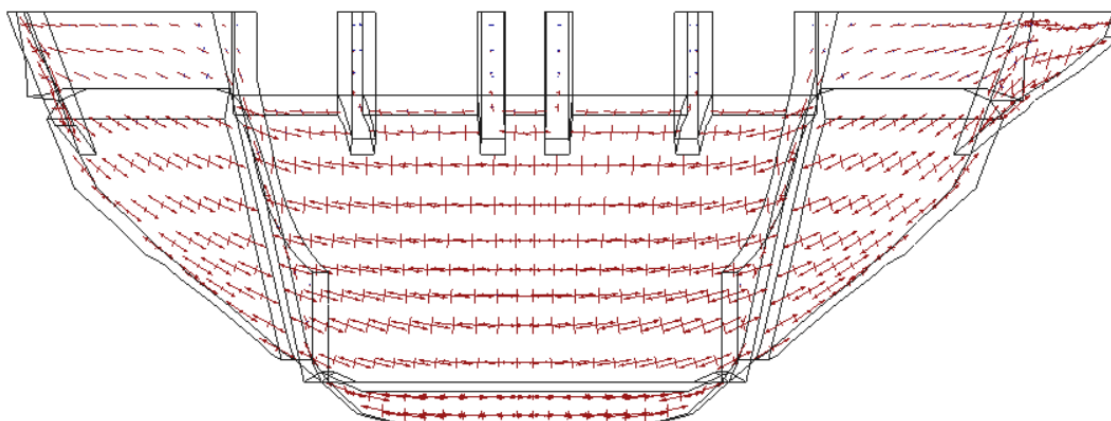
M. E

PARAMENTO DE MONTANTE



ARREFECIMENTO DA BARRAGEM

PARAMENTO DE JUSANTE



CORTE TRANSVERSAL PELO BLOCO 1D



FIGURA 124 - Tensões principais devidas ao arrefecimento da barragem entre 31 de agosto de 2019 e 7 de março de 2020. Representação nos paramentos de montante e de jusante e no corte transversal pelo bloco 1D.

6.8.5. Campo de tensões devido às ações das expansões

Na FIGURA 126 e na FIGURA 127 apresentam-se, respetivamente, a configuração deformada e as tensões principais devidas à ação das expansões em 2020.

A deformada mostra o aumento de volume da barragem, a que correspondem deslocamentos verticais de empolamento e horizontais para montante. Como seria de esperar, os maiores deslocamentos localizam-se na parte central, com valores da ordem de 36,0 mm. Como os deslocamentos para esta ação são muito maiores que os relativos às ações consideradas nos pontos anteriores, a deformada foi, neste caso, ampliada 5000 vezes.

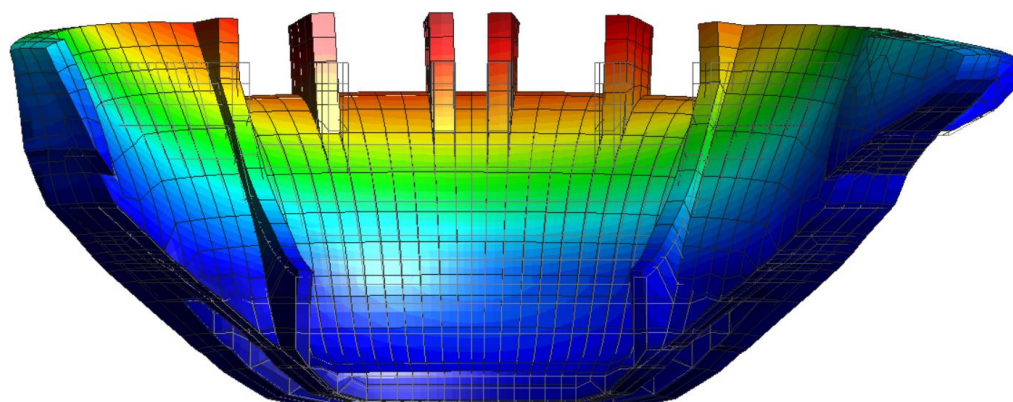
De um modo geral, o estado de tensão é de compressão, mas existem trações no trecho inferior do paramento de jusante, nos muros laterais do descarregador e nos encontros, que ascendem a 3,6 MPa.

As compressões máximas situam-se no paramento de montante do encontro da margem direita, com valores próximos de 9,9 MPa. No paramento de jusante, as compressões máximas são cerca de 5,5 MPa na zona dos rins.

M. D

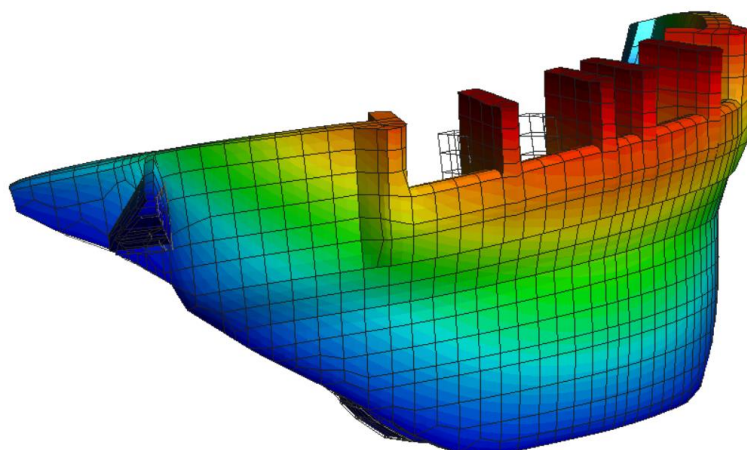
M. E

VISTA DE JUSANTE



EXPANSÕES

VISTA EM PERSPETIVA



CORTE TRANSVERSAL PELO BLOCO 1D

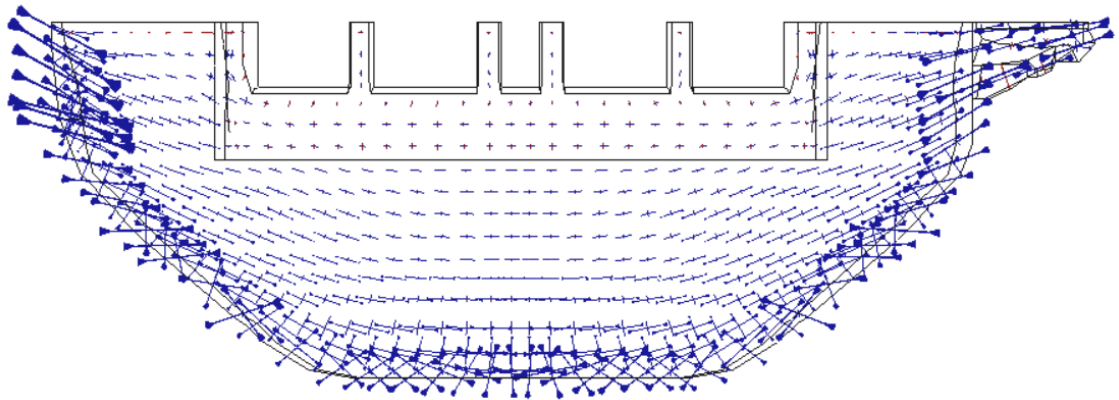


FIGURA 125 - Configuração deformada da barragem (ampliada 5000 vezes) devida à ação das expansões em 2020. Vista de jusante, vista em perspectiva e no corte transversal pelo bloco 1D.

M. D

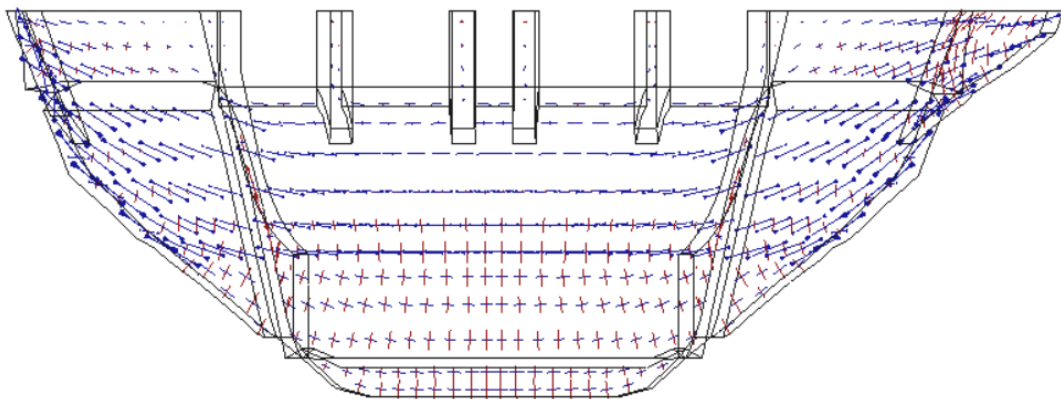
M. E

PARAMENTO DE MONTANTE



EXPANSÕES

PARAMENTO DE JUSANTE



CORTE TRANSVERSAL PELO BLOCO 1D



FIGURA 126 - Tensões principais devidas à ação das expansões em 2020. Representação nos paramentos de montante e de jusante e no corte transversal pelo bloco 1D.

6.8.6. Campo de tensões devido às ações do peso próprio, pressão hidrostática e expansões

Na FIGURA 127 e na FIGURA 128 apresentam-se, respetivamente, a configuração deformada e as tensões principais devido à ação conjunta do peso próprio, pressão hidrostática e expansões em 2020.

A deformada mostra o aumento de volume da barragem, a que correspondem deslocamentos verticais de empolamento e horizontais para montante, o que evidencia que as expansões são preponderantes no comportamento da obra. Na parte central da estrutura, junto aos pilares, o módulo dos deslocamentos ascende a 29,0 mm.

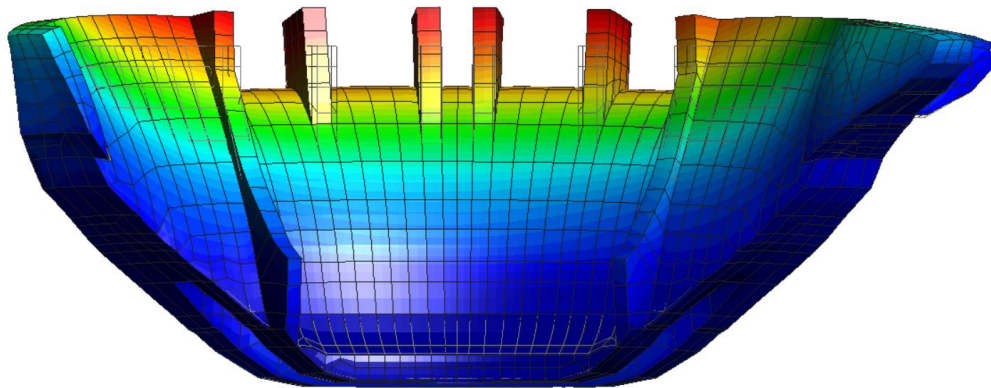
O estado de tensão na obra, para este conjunto de ações é, na generalidade, de compressão. No paramento de montante as compressões máximas localizam-se ao longo da inserção da barragem na fundação, atingindo valores de 10,2 MPa na zona do encontro direito. No paramento de jusante as compressões máximas são cerca de 5,8 MPa, tanto no encontro do lado direito como no encontro do lado esquerdo. Relativamente às tensões de tração, verifica-se que as mais significativas são aproximadamente verticais e ocorrem próximo dos encontros (sendo de cerca de 2,7 MPa no encontro do lado da margem esquerda) e nos muros laterais do descarregador (cerca de 3,6 MPa).

Na globalidade, os campos de tensões devidos às ações do peso próprio, pressão hidrostática e expansões, na estrutura do tipo arco-gravidade da barragem da Bemposta, são qualitativamente semelhantes aos que ocorrem nas barragens abóbada, sendo caracterizados por elevadas tensões de compressão ao longo de toda a superfície de inserção na fundação, com direção normal a essa superfície, exceto nos arcos superiores, onde essas tensões rodam no sentido da inclinação da superfície de inserção.

M. D

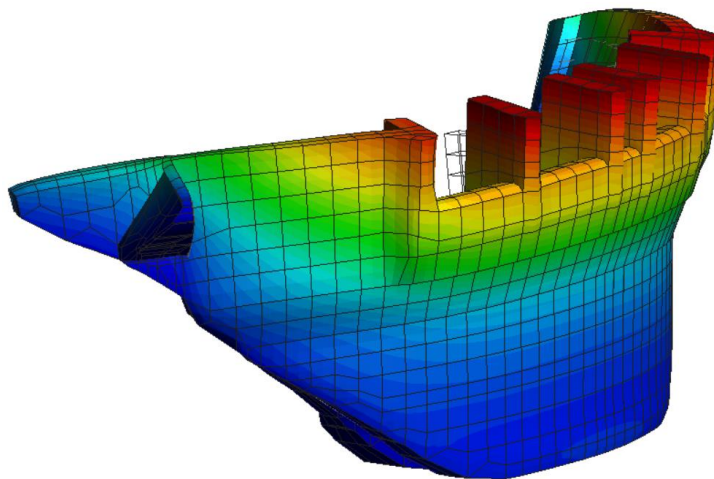
M. E

VISTA DE JUSANTE



PESO PRÓPRIO, PRESSÃO HIDROSTÁTICA E EXPANSÕES

VISTA EM PERSPETIVA



CORTE TRANSVERSAL PELO BLOCO 1D

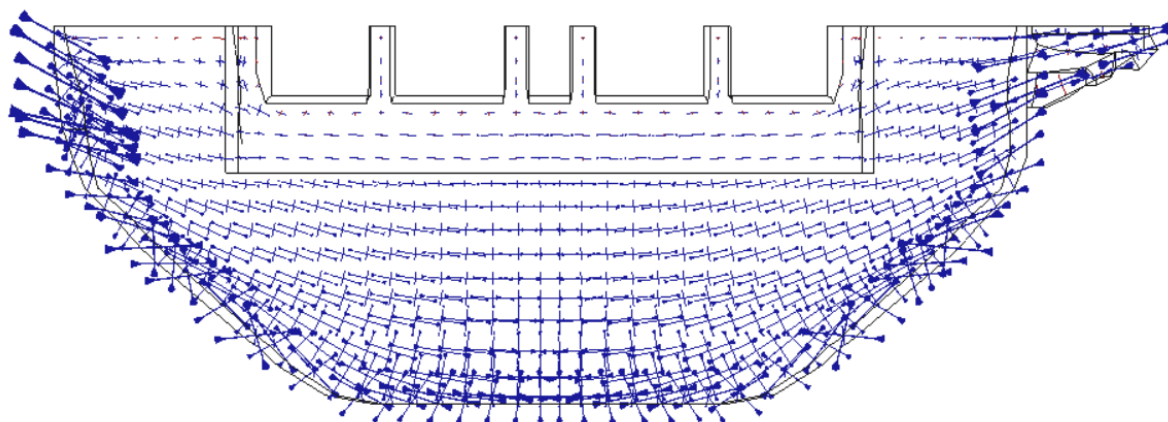


FIGURA 127 - Configuração deformada da barragem (ampliada 5000 vezes) devida à ação conjunta do peso próprio, pressão hidrostática e expansões em 2020. Vista de jusante, vista em perspectiva e no corte transversal pelo bloco 1D.

M. D

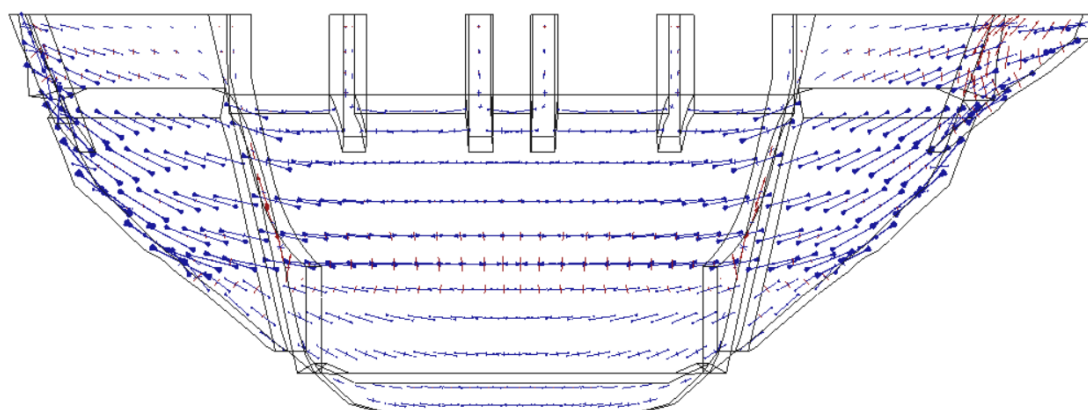
M. E

PARAMENTO DE MONTANTE



PESO PRÓPRIO, PRESSÃO HIDROSTÁTICA E EXPANSÕES

PARAMENTO DE JUSANTE



CORTE TRANSVERSAL PELO BLOCO 1D



FIGURA 128 - Tensões principais devidas às ações do peso próprio, pressão hidrostática e expansões em 2020. Representação nos paramentos de montante e de jusante e no corte transversal pelo bloco 1D.

Previsão do comportamento da barragem da Bemposta

7.1. Aspetos gerais

Face ao comportamento observado da barragem da Bemposta, julgou-se de interesse fazer uma previsão desse comportamento para um horizonte temporal de 20 anos. O comportamento futuro da obra depende da evolução das propriedades dos materiais e das ações.

Relativamente aos materiais, foram consideradas na previsão do comportamento as propriedades mecânicas e térmicas usadas na interpretação do comportamento observado, apresentadas no ponto 6.3. Esta opção teve em conta que a fissuração visível na barragem é ainda muito moderada, como referido no ponto 5.5, não se esperando que venha a ocorrer, nos próximos anos, uma depreciação significativa das propriedades dos materiais.

Relativamente às ações, a ação do peso próprio manter-se-á inalterada, ao passo que para a ação da pressão hidrostática foi considerada a água na albufeira à cota 400,00 m, que corresponde ao valor médio do nível de água na albufeira nos últimos anos. Para as ações térmicas foram consideradas as curvas da temperatura do ar e da água da albufeira ajustadas nos pontos 5.2.2 e 5.2.3, respetivamente. Para a ação expansiva foram consideradas curvas de evolução das expansões livres, conforme se apresenta no subcapítulo seguinte.

No modelo estrutural foi considerado o efeito de confinamento devido às tensões de compressão e também o efeito cinético da temperatura no desenvolvimento da reação expansiva, tal como indicado no ponto 6.6.5.

7.2. Previsão da evolução das expansões até 2040

O comportamento atual da obra é fortemente condicionado pela ação expansiva, sendo esperado que esta situação se venha a acentuar no futuro, o que faz com que o resultado da previsão do comportamento da obra dependa, em grande medida, da evolução das expansões no betão da barragem.

Não existindo dados disponíveis que permitam realizar uma previsão fundamentada da evolução das expansões, pois ainda não foram realizados ensaios experimentais para caracterizar processo expansivo do betão, nomeadamente sobre o seu potencial remanescente, a previsão da evolução das expansões até 2040 foi realizada considerando dois cenários: um cenário otimista, em que a evolução das expansões tende a estabilizar num horizonte temporal de curto prazo, e um cenários pessimista, onde o potencial remanescente de expansão é mais significativo. Com esta estratégia, baseada em dois cenários, pretende-se obter com o modelo estrutural bandas que balizem a evolução das principais grandezas observadas.

Para interpretar o comportamento observado da obra até 2020 (sexto capítulo) foram consideradas curvas de evolução das expansões diferentes para três zonas da barragem (FIGURA 97). A estimativa das expansões até 2040, para os cenários otimista e pessimista, foi feita, para cada uma das zonas, de forma a que a evolução das curvas fosse semelhante até 2020, e divergissem em cerca de $\pm 20\%$ em 2040, relativamente à curva usada no sexto capítulo. Na FIGURA 129 faz-se a representação gráfica das curvas estimadas e na TABELA 12 apresentam-se os seus parâmetros.

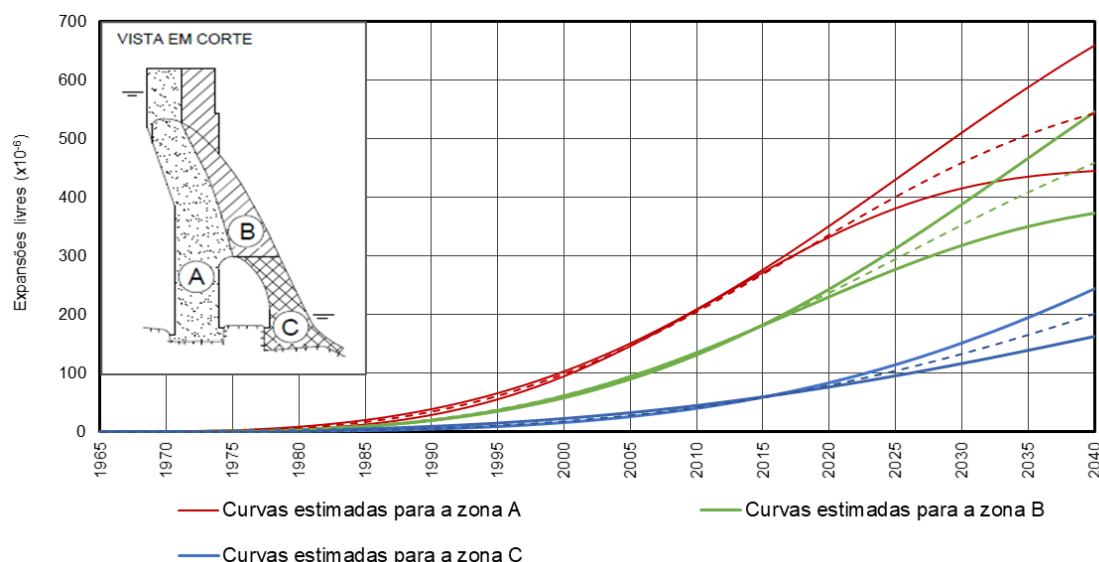


FIGURA 129 – Curvas estimadas de evolução das expansões livres até 2040, nas três zonas consideradas, para um cenário otimista e para um cenário pessimista (a traço interrompido representa-se o prolongamento no tempo do cenário considerado no capítulo anterior).

TABELA 12 - Parâmetros das curvas de evolução das expansões livres, para os cenários otimista e pessimista.

Zona	A		B		C	
Cenário	Pessimista	Otimista	Pessimista	Otimista	Pessimista	Otimista
n	3,3	4,0	3,6	3,8	4,0	3,0
t_{hs} (dias)	23500	18000	26200	20000	33000	30500
$\varepsilon_{\infty} (\times 10^{-6})$	900	450	900	400	750	400

Tendo em conta as curvas de evolução das expansões livres, foram realizados cálculos com os modelos térmico e estrutural apresentados no sexto capítulo. Apresentam-se nos pontos seguintes, para os dois cenários, a evolução esperada dos deslocamentos radiais e verticais. Não se incluíram os deslocamentos tangenciais por serem reduzidos.

7.3. Deslocamentos radiais

Da FIGURA 130 à FIGURA 135 apresenta-se a evolução dos deslocamentos radiais nos pontos correspondentes às bases de leitura dos fios de prumo, entre 1963 e 2040, para os cenários otimista e pessimista, incluindo-se ainda os dados da observação até 2020.

Como seria de esperar, prevê-se que os maiores deslocamentos radiais se verifiquem junto ao coroamento. No fio de prumo 2, à cota 405,00 m, o deslocamento em 2040 está compreendido entre 50 mm (cenário pessimista) e 70 mm (cenário otimista). Em 2020, os deslocamentos observados nesta base de leitura foram de cerca de 30 mm.

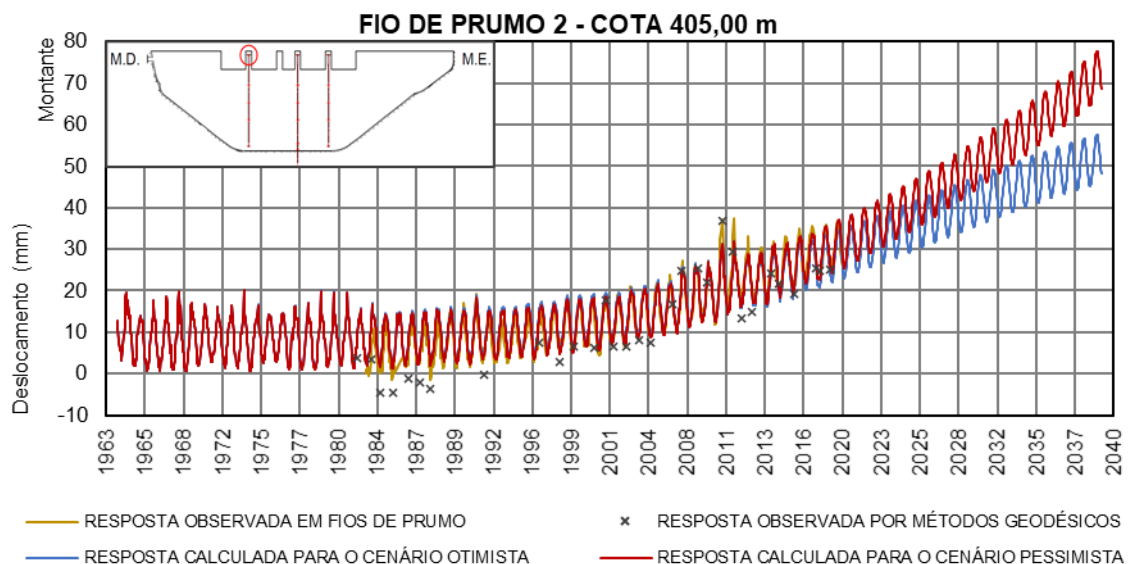


FIGURA 130 - Previsão dos deslocamentos radiais até 2040, para os cenários otimista e pessimista, do ponto correspondente à base de leitura do fio de prumo 2 à cota 405,00 m, incluindo os dados da observação até 2020.

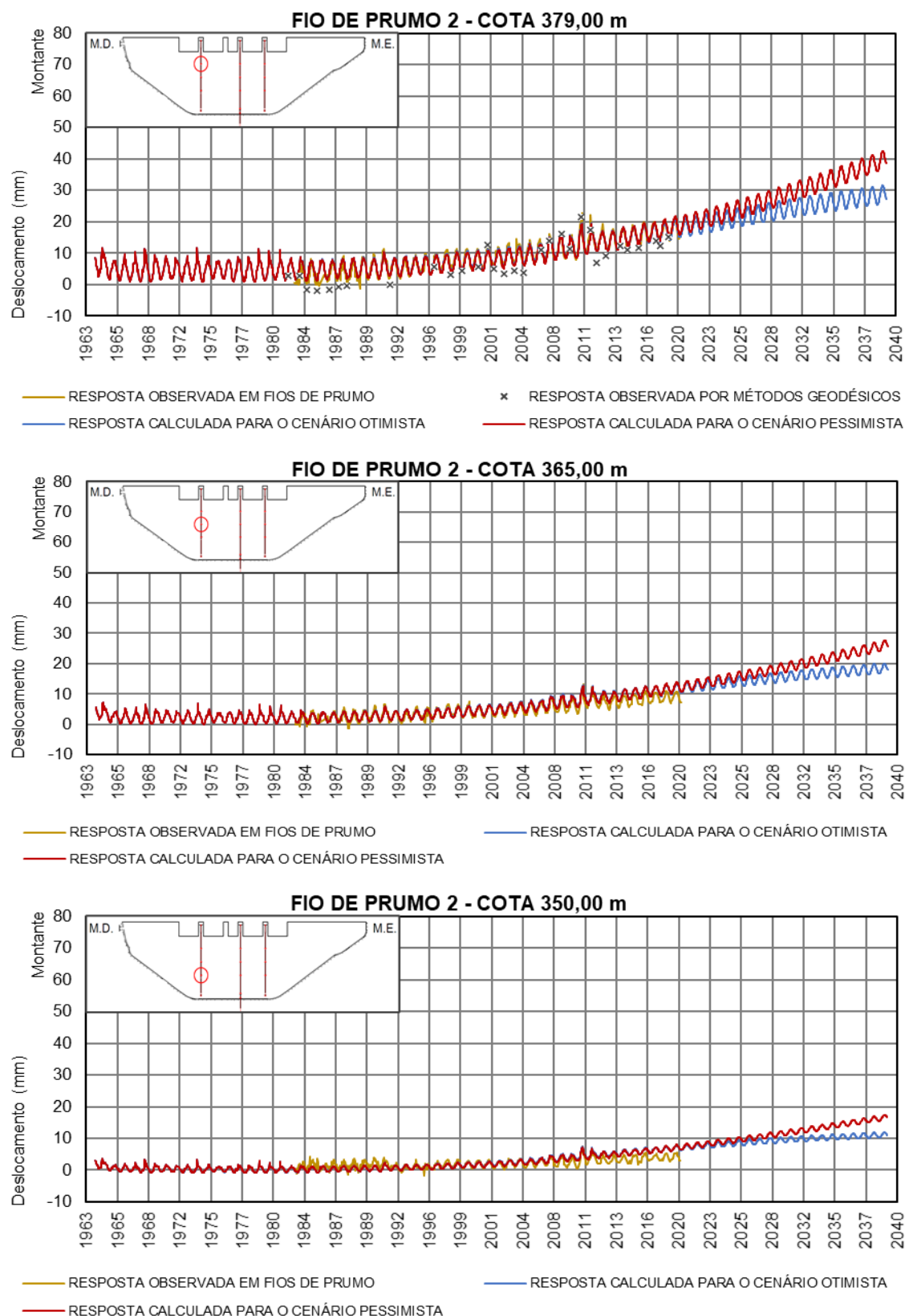


FIGURA 131 - Previsão dos deslocamentos radiais até 2040, para os cenários otimista e pessimista, dos pontos correspondentes às bases de leitura do fio de prumo 2 às cotas 379,00 m, 265,00 m e 350,00 m, incluindo os dados da observação até 2020.

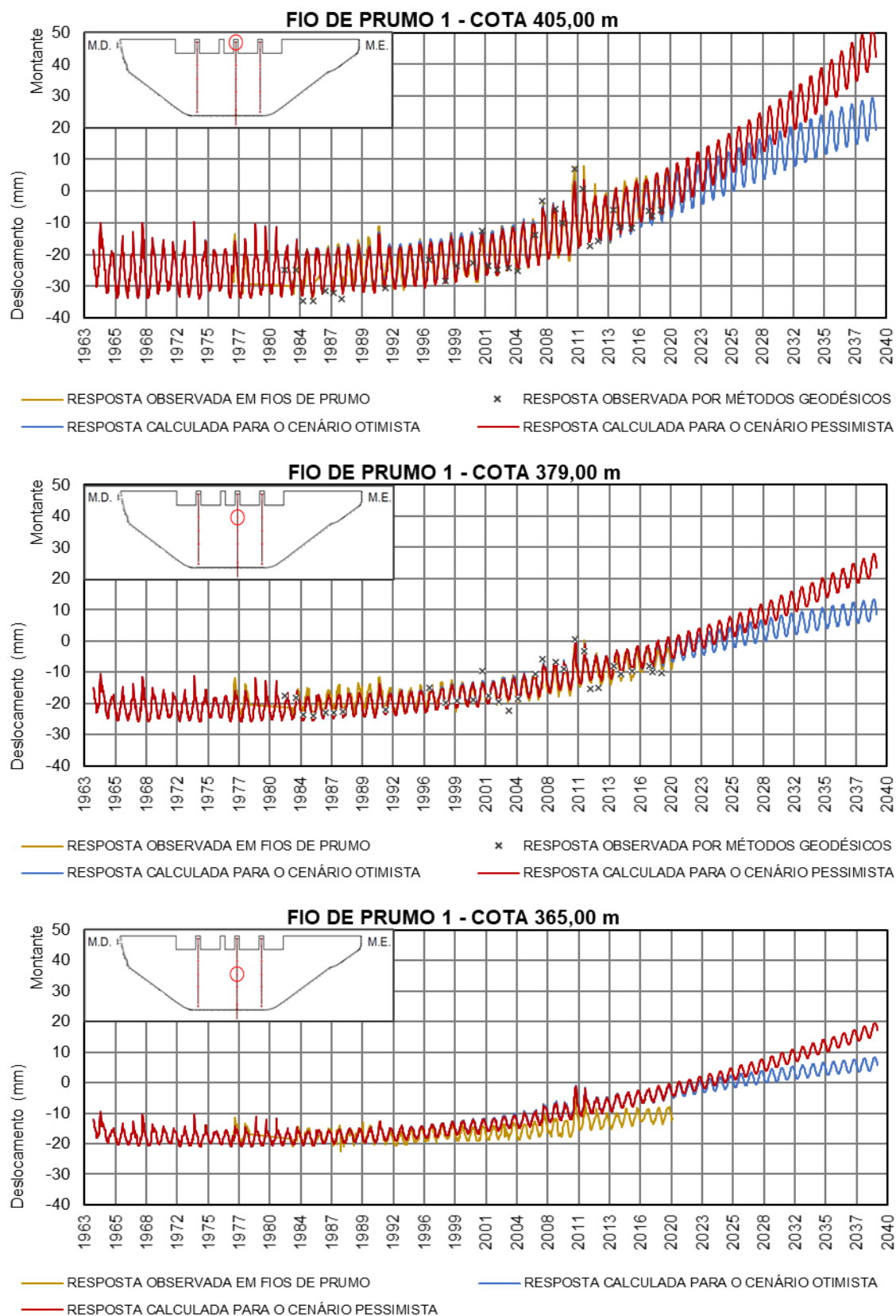


FIGURA 132 - Previsão dos deslocamentos radiais até 2040, para os cenários otimista e pessimista, dos pontos correspondentes às bases de leitura do fio de prumo 1 às cotas 405,00 m, 379,00 m e 365,00 m, incluindo os dados observados da observação até 2020.

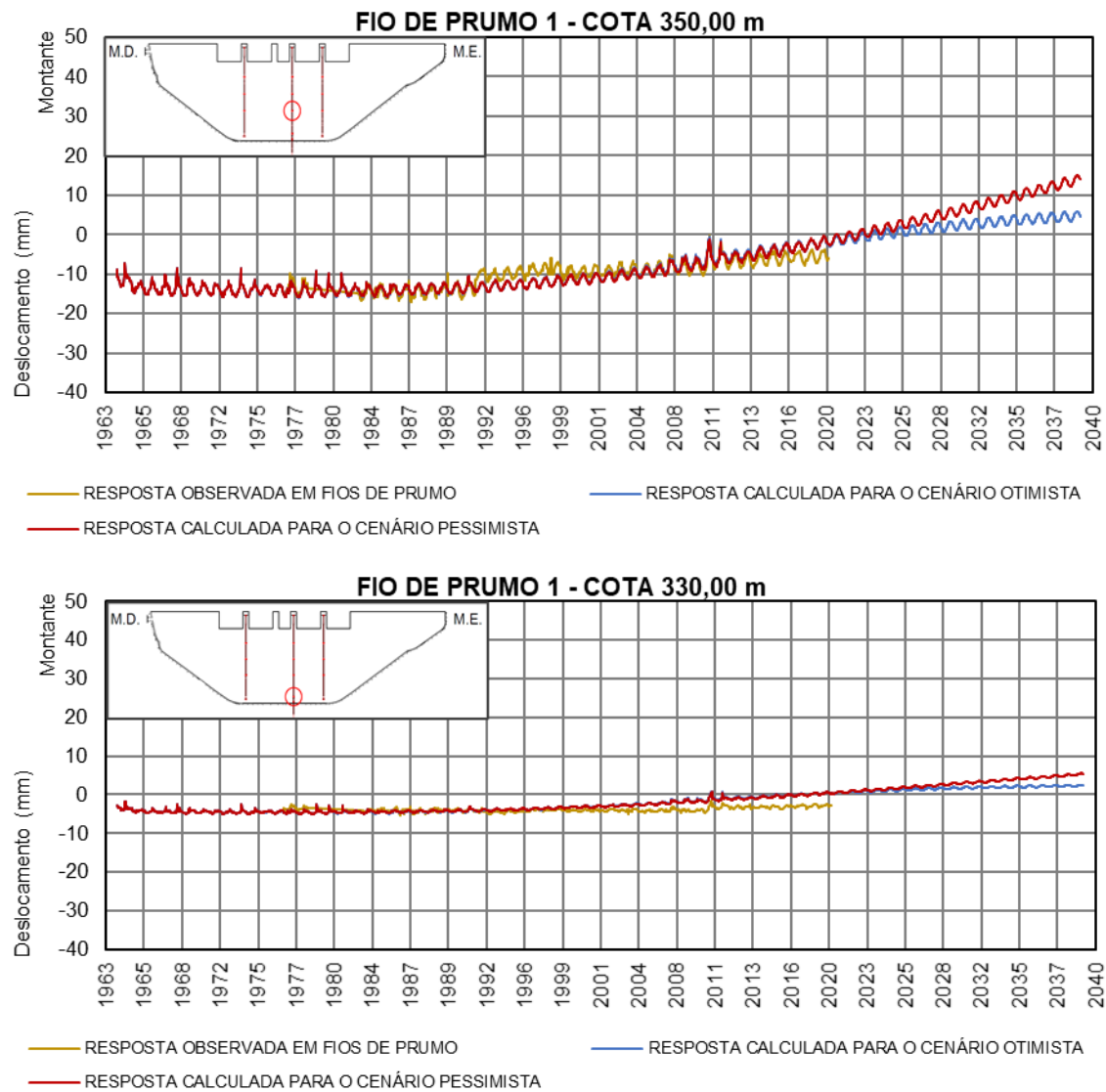


FIGURA 133 - Previsão dos deslocamentos radiais até 2040, para os cenários otimista e pessimista, dos pontos correspondentes às bases de leitura do fio de prumo 1 às cotas 350,00 m e 330,00 m, incluindo os dados observados da observação até 2020.

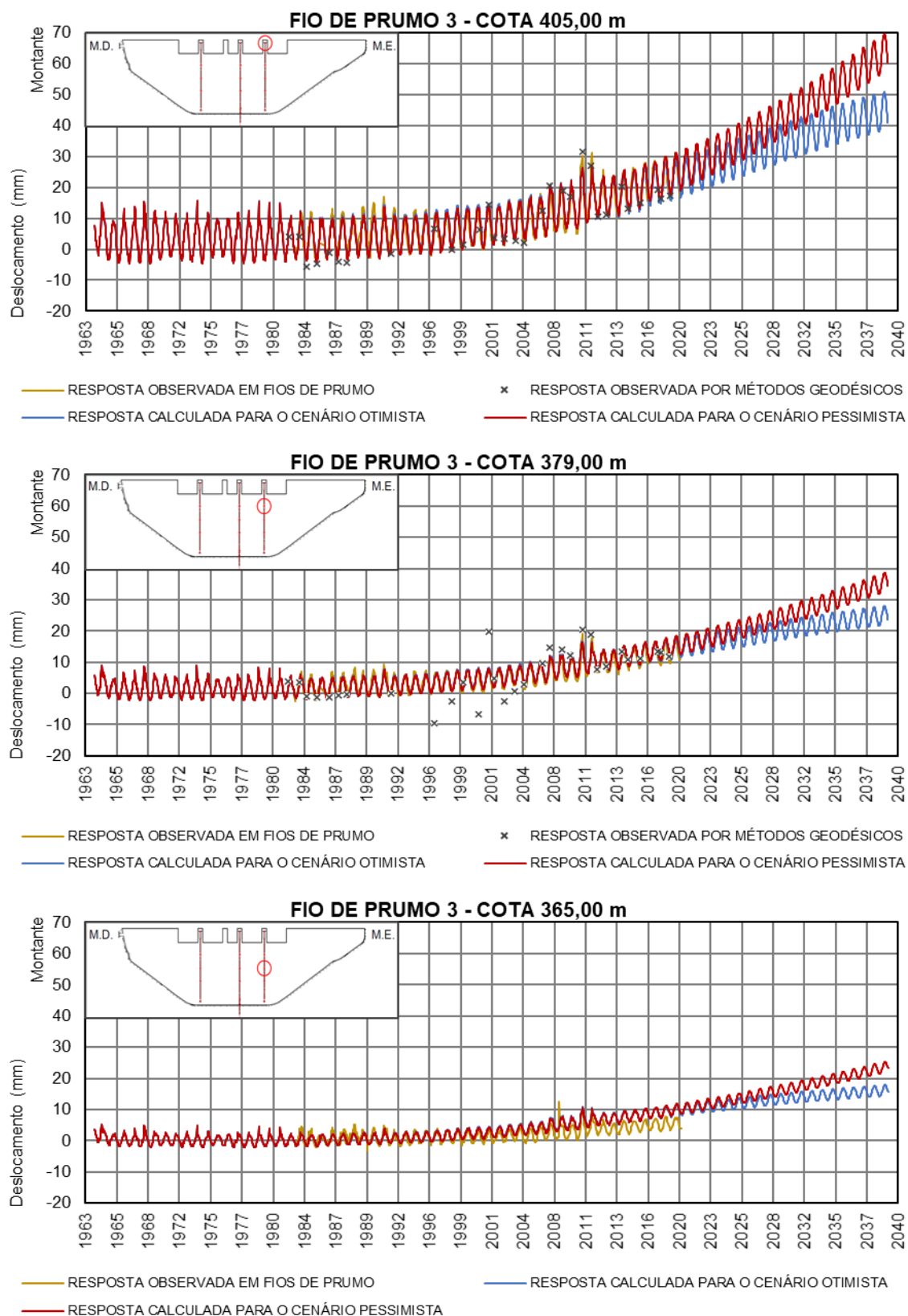


FIGURA 134 - Previsão dos deslocamentos radiais até 2040, para os cenários otimista e pessimista, dos pontos correspondentes às bases de leitura do fio de prumo 3 às cotas 405,00 m, 379,00 m e 365,00 m, incluindo os dados observados da observação até 2020.

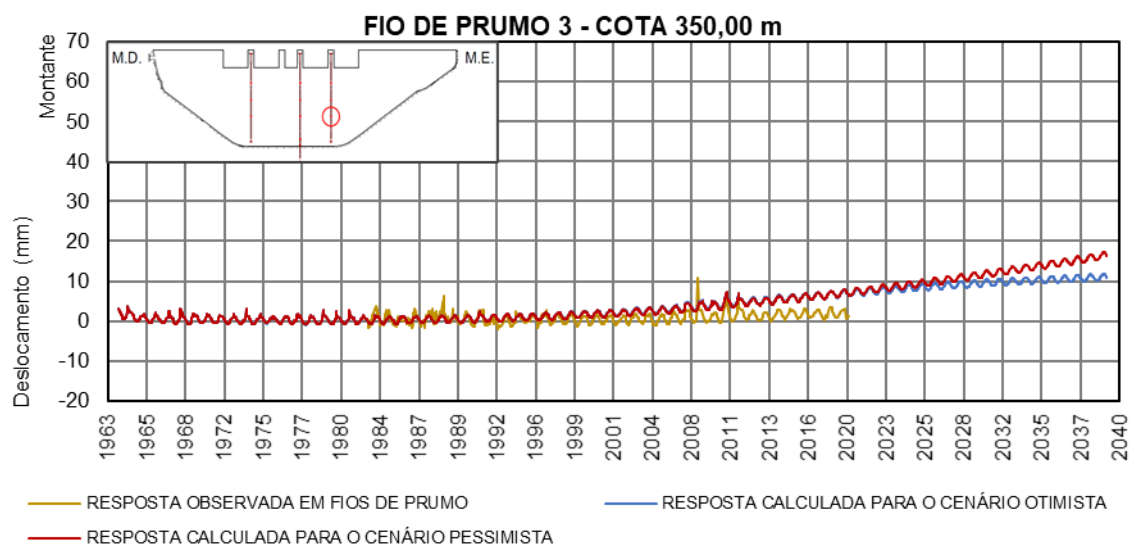


FIGURA 135 - Previsão dos deslocamentos radiais até 2040, para os cenários otimista e pessimista, dos pontos correspondente à base de leitura do fio de prumo 3 à cota 350,00 m, incluindo os dados observados da observação até 2020.

7.4. Deslocamentos verticais

Da FIGURA 136 à FIGURA 138 apresenta-se a evolução dos deslocamentos verticais, em pontos correspondentes às marcas de nivelamento, para os dois cenários considerados, entre 1963 e 2040, à semelhança do que foi feito para os deslocamentos radiais.

São previstos maiores deslocamentos verticais nas marcas dos blocos centrais (1D e 1E), com valores entre 30 mm a 40 mm, em 2040, estando os valores observados em 2020 próximos de 25 mm.

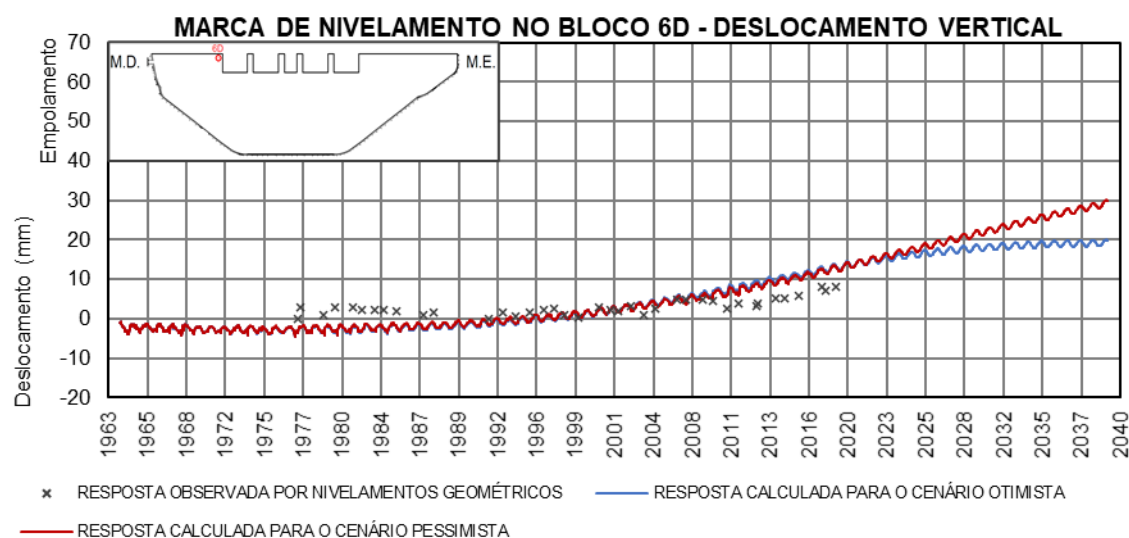


FIGURA 136 - Previsão do deslocamento vertical até 2040, para os cenários otimista e pessimista, do ponto correspondente à marca de nivelamento no bloco 6D, incluindo os dados observados da observação até 2020.

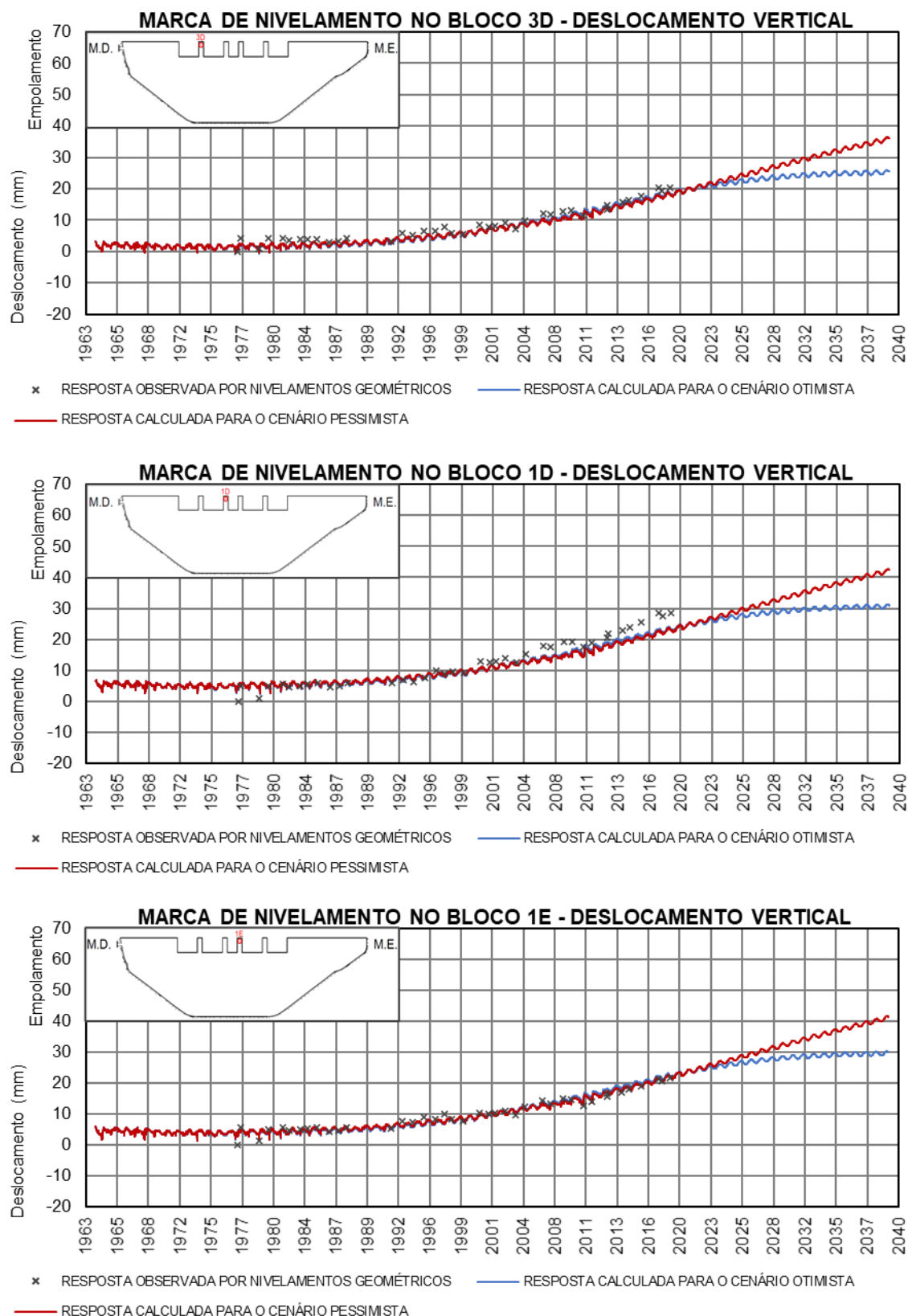


FIGURA 137 - Previsão dos deslocamentos verticais até 2040, para os cenários otimista e pessimista, dos pontos correspondente às marcas de nivelamento nos blocos 3D, 1D e 1E, incluindo os dados observados da observação até 2020.

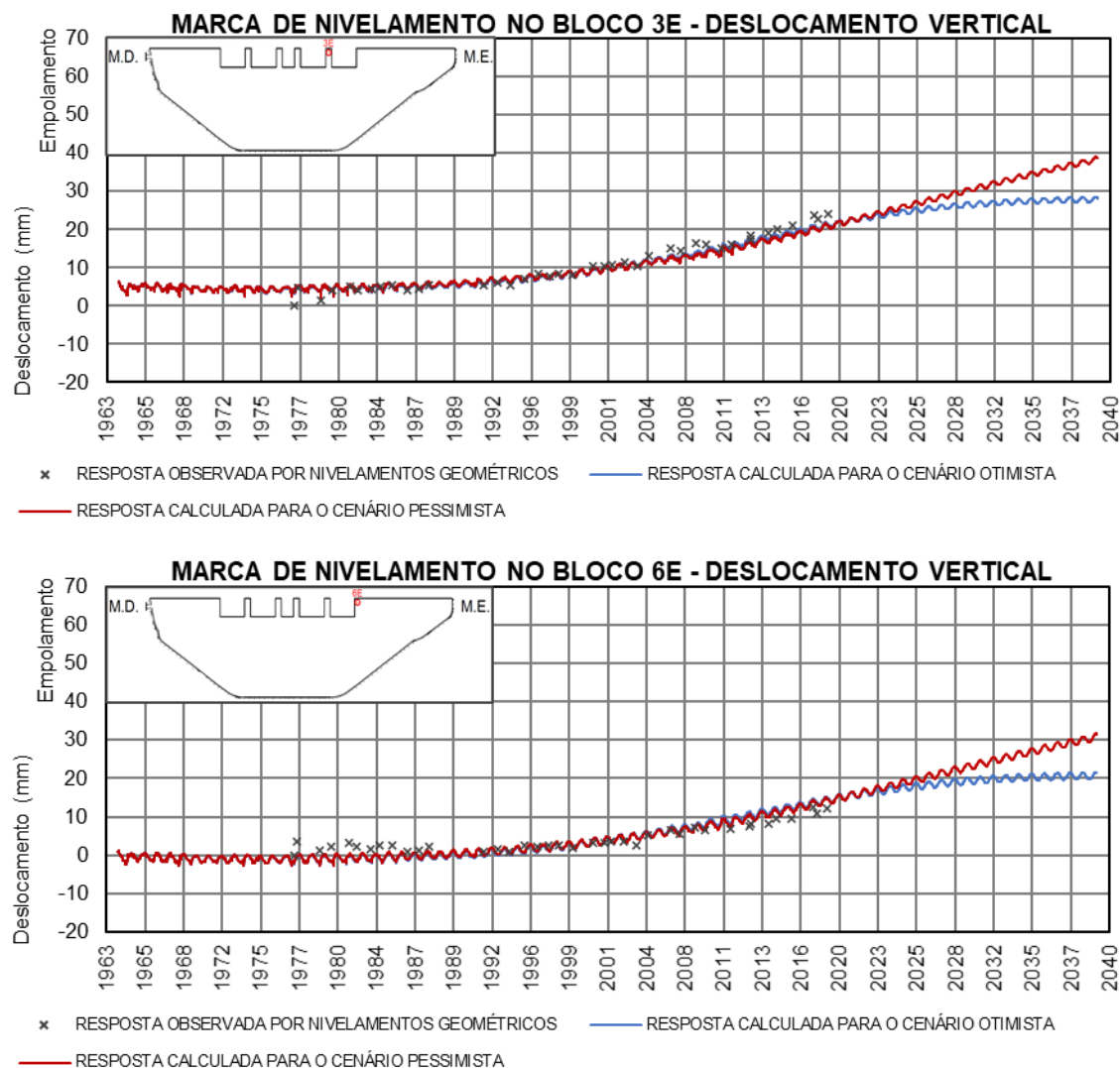


FIGURA 138 - Previsão dos deslocamentos verticais até 2040, para os cenários otimista e pessimista, dos pontos correspondente às marcas de nivelamento nos blocos 3E e 6E, incluindo os dados observados da observação até 2020.

7.5. Estado de tensão

Nas FIGURAS 139 a 141 apresentam-se as tensões principais nos paramentos e em corte previstas para 2040, considerando as ações do peso próprio, pressão hidrostática e expansões. Não são considerados os efeitos das variações de temperatura, mas as tensões térmicas podem ser somadas, tendo em consideração os resultados apresentados na FIGURA 121 e na FIGURA 124. São apresentados resultados para os cenários otimista e pessimista, anteriormente referidos.

O corpo da barragem apresenta-se, na sua globalidade, comprimido. As tensões de compressão mais significativas ocorrem na inserção da barragem, sendo máximas no paramento de montante no encontro do lado da margem direita, com valores entre 13,2 MPa e 18,6 MPa, para

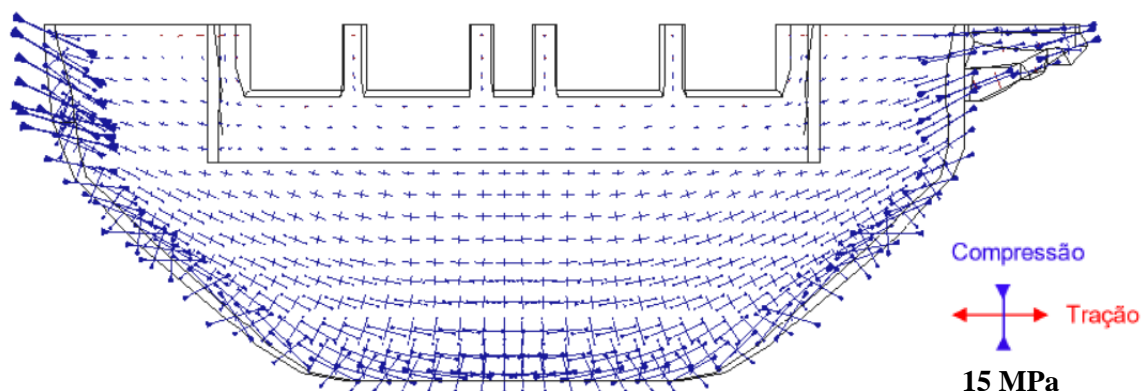
os cenários otimista e pessimista, respetivamente. Refere-se que as compressões calculadas no encontro da margem direita foram, em 2020, cerca 10,2 MPa. As compressões com maior expressão no paramento de jusante ocorrem na zona dos rins e perto dos encontros, sendo máximas do lado da margem direita, com valores entre 9,0 MPa, para o cenário otimista, e 13,0 MPa, no cenário pessimista.

Relativamente às tensões de tração, verifica-se que as maiores são aproximadamente verticais e ocorrem no paramento de jusante, junto dos encontros e nos muros laterais do canal de descarga, com valores máximos entre 4,9 MPa (cenário otimista) e 6,9 MPa (cenário pessimista) nos muros laterais, e entre 3,0 MPa (cenário otimista) e 4,2 MPa (cenário pessimista) na zona do encontro da margem direita.

M. D

M. E

PARAMENTO DE MONTANTE - CENÁRIO OTIMISTA



M. D

M. E

PARAMENTO DE MONTANTE - CENÁRIO PESSIMISTA

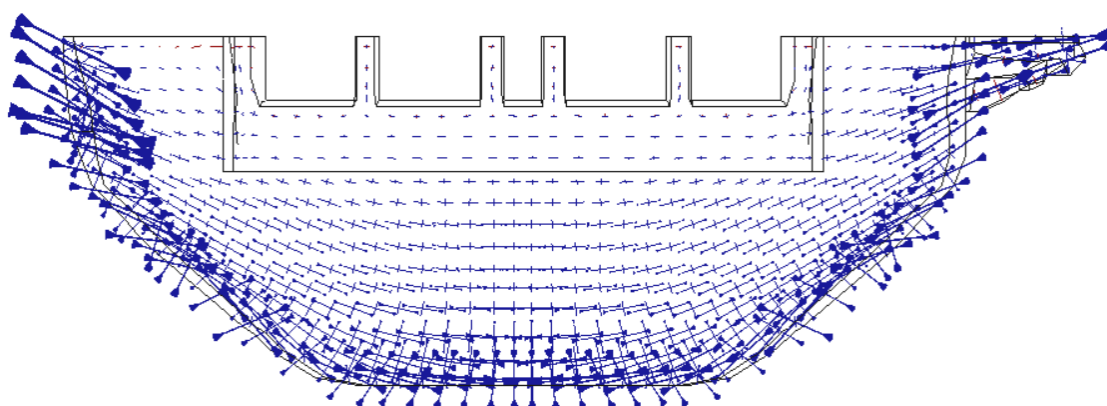
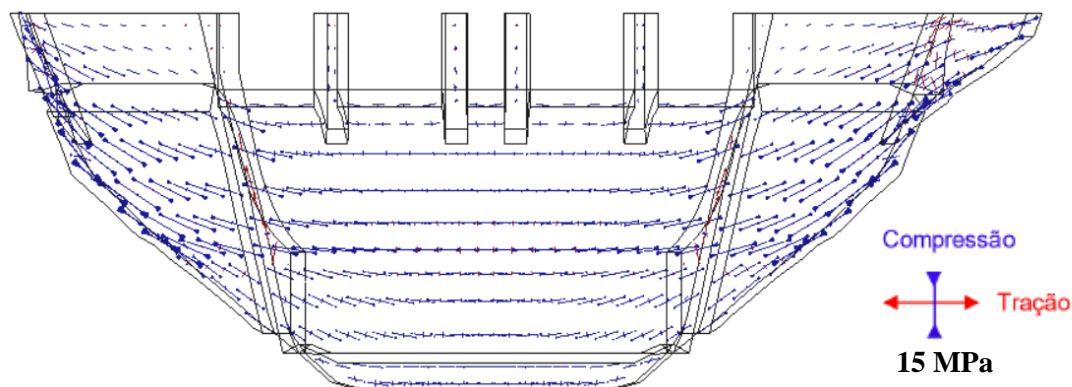


FIGURA 139 – Tensões principais no paramento de montante da barragem devidas às ações do peso próprio, pressão hidrostática e expansões em 2040, para o cenário otimista (em cima) e para o cenário pessimista (em baixo).

M. D

M. E

PARAMENTO DE JUSANTE - CENÁRIO OTIMISTA



M. D

M. E

PARAMENTO DE JUSANTE - CENÁRIO PESSIMISTA

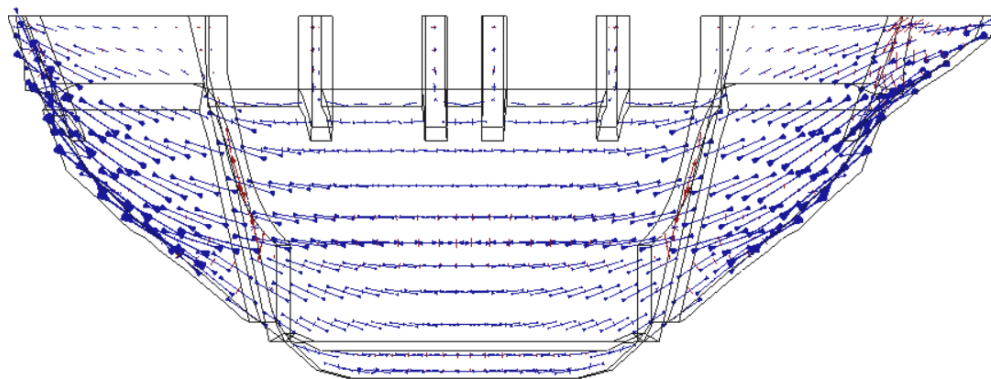


FIGURA 140 – Tensões principais no paramento de jusante da barragem devidas às ações do peso próprio, pressão hidrostática e expansões em 2040, para o cenário otimista (em cima) e para o cenário pessimista (em baixo).

CENÁRIO OTIMISTA

CENÁRIO PESSIMISTA

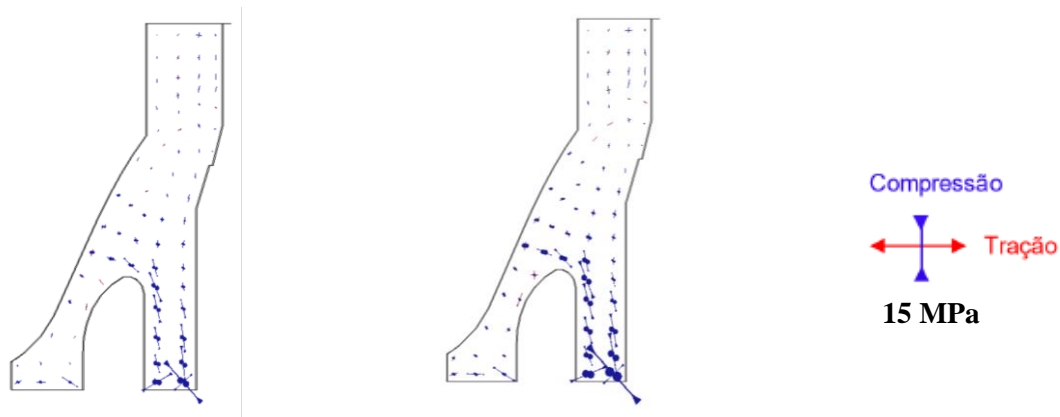


FIGURA 141 - Tensões principais no bloco central da barragem devidas às ações do peso próprio, pressão hidrostática e expansões em 2040, para o cenário otimista e para o pessimista. Corte transversal pelo bloco 1D.

Considerações finais

8.1. Interpretação e previsão do comportamento de barragens afetadas por reações expansivas do betão

A interpretação e previsão do comportamento de barragens afetadas por reações expansivas do betão podem ser realizadas, com vantagem, com base em modelos numéricos, térmico higrométrico e estrutural, baseados no método dos elementos finitos. O modelo térmico permite calcular a distribuição das temperaturas no corpo das barragens ao longo do tempo, a partir das temperaturas nas fronteiras (ar e água da albufeira) e da radiação solar. O modelo higrométrico permite a determinação da humidade interna do betão do corpo das barragens. O modelo estrutural permite calcular a evolução dos campos de deslocamentos e de tensões, devidos às principais ações (peso próprio do betão, pressão hidrostática, variações de temperatura e expansões), considerando para o betão um modelo constitutivo viscoelástico, que permite estimar os efeitos diferidos das ações. Este tipo de abordagem é adequado para obras que apresentem fendilhação limitada a algumas zonas. Caso a fendilhação do betão seja mais extensiva, terão também que ser considerados modelos de comportamento do betão fisicamente não lineares.

Aplicaram-se os modelos térmico e estrutural na interpretação e previsão do comportamento da barragem da Bemposta. Não foi considerado um modelo higrométrico na determinação da humidade interna porque não se dispunha de elementos para a sua validação. No entanto, a consideração da humidade interna foi feita de forma simplificada, zonando a estrutura em função da sua exposição higrométrica.

Os modelos referidos foram validados por comparação entre os valores calculados e observados. O ajuste entre os resultados numéricos e da observação, entre novembro de 1963 e abril de 2020, em termos de temperaturas e de deslocamentos, é muito bom, o que reforçou a confiança nos modelos e nos resultados obtidos.

Apesar das expansões devidas às reações álcalis-sílica no betão da barragem da Bemposta serem ainda moderadas, uma vez que os seus efeitos aparentes não são muito significativos (aparecimento de produtos da reação em zonas localizadas e fissuração difusa em algumas zonas dos

paramentos), verificou-se que o comportamento da obra é muito influenciado pela ação expansiva, tanto em termos dos deslocamentos horizontais e verticais como em termos das tensões. Os deslocamentos radiais são para montante, sendo a parcela devido às expansões de cerca de 25 mm no coroamento, enquanto que o efeito da pressão hidrostática é apenas de cerca de 5 mm, para jusante. Os deslocamentos verticais mostram um empolamento entre 25 mm e 30 mm nos blocos centrais da barragem, com taxas de aumento crescentes nos últimos 20 anos, seguindo a evolução uma curva exponencial, com forma semelhante às curvas estimadas para a evolução das expansões.

Considerando o efeito conjunto do peso próprio, pressão hidrostática e expansões, em 2020 calcularam-se tensões de compressão máximas de cerca de 10 MPa no paramento de montante, no encontro do lado da margem direita. As compressões nessa zona do paramento de montante, devidas às ações térmicas, são muito reduzidas. As tensões de tração máximas localizam-se junto ao paramento de jusante, nas proximidades dos encontros, sendo maiores do lado da margem esquerda (2,7 MPa).

A previsão do comportamento da obra, no horizonte temporal de 20 anos, foi realizada com base em dois cenários de evolução da ação expansiva, um otimista, em que as expansões estabilizam a curto prazo, e um pessimista, em que o potencial remanescente de expansão ainda é significativo. Com estes dois cenários pretendeu-se balizar o comportamento futuro da obra.

Para 2040 foram estimadas tensões de compressão máximas entre 13 MPa (cenário otimista) e 19 MPa (cenário pessimista) no paramento de montante do encontro do lado da margem direita. Considerando os resultados disponíveis de ensaios (apresentados no ponto 6.3), estima-se que a resistência média à compressão do betão da barragem seja próxima de 30 MPa, pelo que as tensões máximas calculadas estão compreendidas entre 43% e 63% dessa resistência média. Os valores máximos calculados, embora sejam maiores que os habituais neste tipo de obras, não deverão colocar questões de segurança à obra.

No encontro do lado da margem esquerda, junto do paramento de jusante, as tensões de tração previstas para 2040 situam-se entre 3,0 MPa (cenário otimista) e 4,2 MPa (cenário pessimista). Para o cenário pessimista, as tensões de tração ultrapassam a resistência média à tração estimada para o betão da barragem (cerca de $0,1 \times 30 = 3,0$ MPa), pelo que é previsível que possa ocorrer fissuração nestas zonas, caso o cenário mais desfavorável se venha a verificar em obra.

8.2. Principais contributos e apreciação do trabalho realizado

A presente dissertação pretendeu dar um contributo para a melhoria do conhecimento sobre os efeitos estruturais das expansões de origem interna do betão em barragens arco-gravidade.

O caso de estudo selecionado, correspondente à barragem da Bemposta, constituiu um grande desafio, devido aos seguintes três motivos: i) não há nenhum trabalho de referência, publicado em Portugal, sobre barragens com características semelhantes (arco-gravidade com um grande vazamento), afetadas por reações expansivas; ii) não existem estudos experimentais sobre a evolução da ação expansiva na obra; e iii) as características geométricas da barragem tornaram morosa a geração da malha de elementos finitos.

A malha da barragem foi gerada manualmente com elementos hexaédricos, com o auxílio do programa *AutoCAD*, enquanto que a malha da fundação foi gerada de forma totalmente automatizada, com tetraedros, a partir da superfície inferior da malha da barragem e das superfícies exteriores que limitam o modelo. Foi a primeira vez que no LNEC foram usados conjuntamente estes dois tipos de elementos finitos na análise do comportamento ao longo do tempo de barragens de betão. No corpo da barragem foi usada uma discretização bastante fina (foram representados com detalhe o grande vazamento, as estruturas salientes e os encontros), para obter resultados com melhor qualidade, em termos de deslocamentos e tensões. Na fundação foram usados tetraedros de menor tamanho junto à ligação à estrutura da barragem e de maior tamanho nas superfícies exteriores, o que permitiu aligeirar a malha da fundação e tornar o cálculo mais rápido.

No caso da barragem da Bemposta, não havendo elementos que permitissem a validação de um modelo higrométrico, optou-se por não incluir na modelação da ação expansiva, explicitamente, o efeito da humidade interna do betão. Esse efeito foi considerado de forma simplificada, zonando a estrutura em função das condições de exposição higrométrica. No desenvolvimento das expansões livres foi considerado o efeito cinético da temperatura. Na determinação das expansões estruturais foi considerado o efeito do confinamento devido às tensões de compressão.

A calibração da evolução das expansões no tempo foi uma tarefa bastante morosa, tendo sido realizadas mais de três dezenas de tentativas para ajustar os deslocamentos calculados aos observados. O zonamento das expansões permitiu ajustar, simultaneamente, os deslocamentos horizontais e verticais.

Tendo em conta a incerteza associada ao diagnóstico e prognóstico das expansões na barragem da Bemposta, a previsão realizada foi balizada por dois cenários, um pessimista e outro otimista. Verificou-se que as tensões previstas, para um horizonte temporal de 20 anos, são naturalmente maiores no cenário pessimista.

Refere-se, finalmente, que os campos de tensões devidos às ações do peso próprio, pressão hidrostática e expansões, na estrutura do tipo arco-gravidade da barragem da Bemposta, são qualitativamente semelhantes aos que ocorrem nas barragens abóbada, sendo caracterizados por elevadas tensões de compressão ao longo de toda a superfície de inserção na fundação, com direção normal a essa superfície, exceto nos arcos superiores, onde essas tensões rodam no sentido da inclinação da superfície de inserção.

8.3. Recomendações e perspetivas de desenvolvimentos futuros

O trabalho realizado nesta dissertação contribuirá para a realização de futuras análises do comportamento estrutural de barragens afetadas por reações expansivas e para futuros estudos relacionados com a barragem da Bemposta.

As reações expansivas provocam a deterioração do betão, podendo as estruturas afetadas, no caso de as expansões serem de grande magnitude, deixar de cumprir os requisitos de funcionalidade e segurança exigidos. No caso da barragem da Bemposta, mesmo no cenário pessimista considerado a 20 anos, as expansões continuarão ainda na gama da média magnitude.

Tendo em conta os resultados obtidos na análise e previsão do comportamento da barragem da Bemposta, para reduzir as margens de incerteza associadas ao diagnóstico e prognóstico das

expansões, poderá justificar-se, numa perspectiva de médio prazo, a realização de ensaios laboratoriais sobre amostras a extrair do corpo da barragem, para avaliação da eventual depreciação das propriedades do betão, as expansões já ocorridas e o potencial remanescente de expansão do betão. A atualização do estudo apresentado nesta dissertação, tendo em conta os resultados desses ensaios, permitiria ajustar e reduzir a banda de variação estimada para as diversas grandezas.

Atendendo ao panorama nacional e internacional das barragens de betão afetadas por reações expansivas, considera-se muito importante continuar a investir no melhoramento de modelos para a representação: i) da evolução das expansões, considerando a influência dos fatores ambientais (temperatura e humidade) e dos efeitos de confinamento; e ii) dos efeitos estruturais das expansões, nomeadamente no que se refere ao comportamento não linear do betão fendilhado.

Bibliografia

9.1. Referências bibliográficas

- Almeida, Sara Freitas. 2015. “Sistematização dos padrões de fissuração correntes em edifícios” Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Antunes, Eva. 2010. “Efeitos estruturais das reações químicas expansivas no betão.” Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Balabuch, Tito; Posterill, Mariana; Carrazedo, Rogério e Felix, Emerson. 2017. “Modelagem da fluência e retração em estruturas de concreto sujeitas à reação álcali-sílica.” at 38º Iberian Latin-American Congresso in computational Methods in Engineering. Florianópolis. Brasil, Universidade de São Paulo – CILAMCE 2017.
- Batista, António Lopes. 1998. “Análise do comportamento ao longo do tempo de barragens abóboda.” Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Batista, António Lopes e Piteira Gomes, José. 2012. “Practical assessment of the structural effects of swelling processes and updated inventory of the affected Portuguese concrete dams.” In 54º Congresso Brasileiro do Concreto. Maceió, Alagoas: Instituto Brasileiro do Concreto – IBRACON.
- Batista, António Lopes e Piteira Gomes, José. 2014. “Diagnóstico e reabilitação de barragens afetadas por reações expansivas do betão.” Em Seminário Barragens no espaço da CPLP – Maputo. LNEC. Lisboa.
- Batista, António Lopes e Piteira Gomes, José. 2016. “Characteristic behaviour of the Portuguese large concrete dams built with granite aggregates and affected by ASR.” LNEC. Lisboa.
- Bazant, Z.P. e Panula, L. 1978. “Practical prediction of time dependent deformations of concrete”, Materials & Structures.
- Cotelo Neiva, J. M. 1962. “Geologia do terreno de fundação da barragem de Bemposta”. Relatório complementar. Porto.

- Cristino, Ana Filipa Russo de Albuquerque. 2007. “Inibição das reações químicas expansivas internas no betão. Controlo da penetração de água e modificação das propriedades expansivas dos produtos de reação”. Tese de Mestrado, Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa, Lisboa.
- Custódio, João e Gonçalves, Arlindo. 2010. “As reações expansivas internas no betão. Prevenção dos riscos.” Em Encontro Nacional sobre a Conservação e Reabilitação de Estruturas – REABILITAR 2010. LNEC. Lisboa.
- Deschenes, D; Bayrak, J. e Folliard, O.. 2009. “ASR/DEF – Damaged bent caps: Shear testes and field implications.” Texas Department of Transportation and Ferguson Structural Engineering Laboratory. The University of Texas at Austin, USA.
- EDP. 2008. “Aproveitamento hidroelétrico de Santa Luzia Nova - Barragem do Alto Ceira”. Volume I.
- EDP. 2018. “Estudos de segurança de barragens - Barragem de Bemposta.” Relatório de análise do comportamento estrutural. Volume I.
- Germain, Didier e Appleton, Júlio. 2010. “Workshop – As reações expansivas internas no betão; Manutenção e reparação das estruturas afetadas”. Projeto FCT EXREACT – Mitigação de reações expansivas deletérias em estruturas de betão. LNEC, Lisboa.
- Hidro-Eléctrica do Douro. 1960. “Projeto de execução – barragem da Bemposta.”
- Larive, Catherine. 1998. “Apports combines de l’expérimentation et de la modélisation à la compréhension de l’alcali-réaction et ses effets mécaniques.” Ecole nationale des ponts et chaussees.
- LNEC. 1961. “Estudo das propriedades mecânicas do terreno de fundação da barragem de Bemposta” Relatório não publicado. Hidrelétrica do Douro. Porto.
- LNEC. 1962. “Plano de observação da barragem de Bemposta”. Relatório. Lisboa
- LNEC. 1966. “Observação da barragem de Bemposta”. Relatório. Lisboa
- LNEC. 2012. “Análise térmica de barragens de betão”. Relatório 185/2012. Lisboa.
- LNEC. 2014. “Barragem de Bemposta. Inspeção à estrutura e ao sistema de observação efetuada em fevereiro de 2013”. Nota Técnica 64/2014. Lisboa.
- LNEC. 2017. “Barragem de Bemposta. Inspeção à estrutura e ao sistema de observação efetuada em maio de 2016”. Nota Técnica 1/2017. Lisboa.
- LNEC. 2020. “Barragem de Bemposta. Inspeção à estrutura e ao sistema de observação efetuada em junho de 2019”. Nota Técnica 46/2020. Lisboa.
- Multon, S. 2003 “Évaluation expérimentale et théorique des effects mécaniques de l’alcali-réaction sur des structures modèles”. PhD Thesis. Université de Mame-la-Vallée.
- Neville, A.M.; Dilger, W.H.; Brooks, J.J. 1983. “Creep of plain and structural concrete”. Construction Press.
- Oliveira, S. 2000. “Modelos para análise do comportamento de barragens de betão considerando a fissuração e os efeitos do tempo. Formulação de dano.” Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

- Piteira Gomes, José. 2008. “Modelação do Comportamento Estrutural de Barragens Sujeitas a Reações Expansivas.” Tese de Doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- Poole, A. B. 1992. “Alkali-silica reactivity mechanisms of gel formation and expansion.” Pp. 782-89 in 9th international conference on alkali-aggregate reaction. London.
- Quintela, António de Carvalho; Cardoso, João Luís e Mascarenhas, José Manuel. 1986. “Aproveitamentos hidráulicos romanos a sul do tejo.” Direção geral dos recursos e aproveitamentos hidráulicos.
- RSB. 2018. “Regulamento de segurança de barragens”. Decreto-Lei nº 21/2018. Diário da República Lisboa.
- Santos Silva, António. 2005. “Degradação do betão por reações álcalis-sílica – Utilização de cinzas volantes e metacaulino para a sua prevenção.” Tese de Doutoramento, Laboratório Nacional de Engenharia Civil e Escola Superior de Engenharia da Universidade do Minho. Guimarães.
- Santos Silva, António. 2009. “Durabilidade do betão. Mitigação das reações expansivas internas.” Construção Magazine. Nº 31. pp. 16-20.
- Santos Silva, António; Gonçalves, Arlindo; Divet, Loic; Pavoine, Alexandre; Germain Didiere Appleton, Júlio. 2010. “Workshop – “As reações expansivas internas no betão – Prevenção dos riscos e gestão das estruturas afetadas.” P. 136 in Encontro Nacional “Conservação e reabilitação de estruturas,” LNEC. Lisboa.
- Santos Silva, António; Bettencourt, Ribeiro; Custódio, João e Piteira Gomes, José. 2012. “Degradação de obras de arte por reações expansivas: Situação atual e perspetivas futuras.” em Jornadas da mobilidade e gestão das infraestruturas de transporte 2012. LNEC, Lisboa.
- Saouma, Victor E. 2014 “Numerical modelling of AAR”. Colorado, USA: CRC Press/Balkema.
- Silveira, António. 1961. “As variações de temperatura nas barragens”. LNEC. Lisboa.
- Sims, L. 1987. “The importance of petrography in the AAR assessment of aggregates and existing concretes”. 7th international Conference on Concrete Alkali-Aggregate Reaction. Ottawa.
- Soares, Dora. 2014. “Estudo e caracterização de agregados para betão. Avaliação da sua contribuição para o aumento da alcalinidade e no desenvolvimento da reação álcalis-sílica no betão.” Tese de Mestrado, Universidade de Évora, Évora.

9.2. Bibliografia consultada

- Antunes, Eva. 2010. “Efeitos estruturais das reações químicas expansivas no betão.” Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Azevedo, Álvaro F. M. 2003. “Método dos elementos finitos.” 1^o edição. Porto. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

- Delgado, Raimundo Moreno. 1984. “O método dos elementos finitos na análise dinâmica de barragens incluindo a interação sólido-líquido.” Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto.
- EDP. 2018. “Estudos de segurança de barragens - Barragem de Bemposta.” Relatório de análise do comportamento estrutural. Volume II.
- Fernandes, Maria Isabel Gonçalves. 2005. “Caracterização petrográfica, química e física de agregados graníticos em betões. Estudo de casos de obra.” Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Jesus, Rafael Diegues. 2011. “Otimização da forma estrutural de uma barragem.” Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- LNEC. 2007. “Barragens de Picote e Bemposta. Visita de inspeção efetuada durante o abaixamento das albufeiras na estiagem de 2007”. Nota Técnica 51/2007. Lisboa.
- LNEC. 2007. “Especificação E 461 2007.”
- LNEC. 2011. “Barragem de Bemposta. Inspeção à estrutura e ao sistema de observação efetuada em agosto de 2010”. Nota Técnica 24/2011. Lisboa.
- LNEC. 2016. “Barragem de Bouçoais-Sonim. Análise e interpretação do comportamento observado durante o primeiro enchimento da albufeira e o primeiro período de exploração”. Relatório 360/2016. Lisboa.
- LNEC. 2017. “Barragem de Cahora Bassa. Atualização do estudo de análise e interpretação do comportamento observado, incluindo as estruturas salientes do descarregador de meio fundo”. Relatório 40/2017. Lisboa.
- Neves, José Miguel Marinho. 2010. “Reações álcalis-sílica e resistência aos sulfatos em betão – Ensaio.” Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Paulon, Vladimir António. Reações álcalis-agregado. Revista Concreto e Construções. IBRACON. Brasil. Edição 83. Pag. 20 a 25. julho, 2016.
- Santos Silva, António. 2010. “As reações expansivas no betão; Contexto das estruturas e dos materiais sujeitos a reações expansivas internas. Projeto FCT EXREACT – Mitigação de reações expansivas deletérias em estruturas de betão (PTDC/CTM/65243/2006).” LNEC, Lisboa.
- Sarmiento, Pedro Filipe Queiroz. 2010. “Utilização de modelos de elementos finitos tridimensionais no cálculo estrutural de barragens de betão.” Tese de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.
- Sousa, Samuel Pereira Almeida. 2016. “Análise do comportamento estrutural de barragens afetadas por expansões do betão. Aplicação à barragem de Fagilde.” Tese de Mestrado. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- Teles, Madalena. 1985. “Comportamento térmico de barragens de betão.” Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia do Porto, Porto.

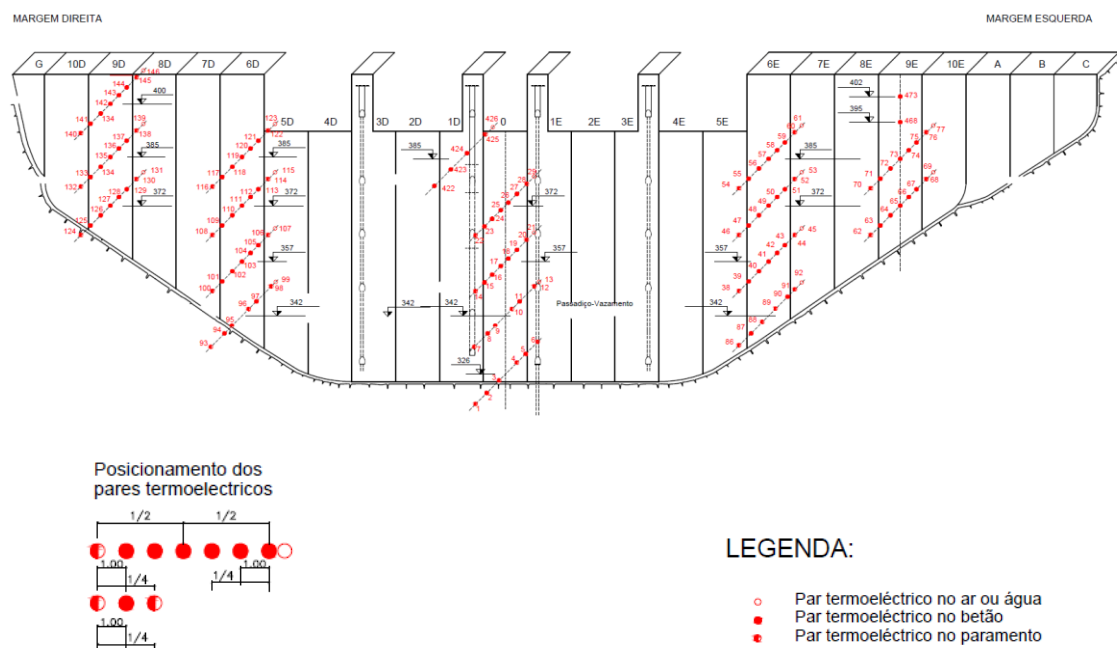
9.3. Webgrafia consultada

- ICOLD. “Dams.” Consultado no dia 14 de março de 2020 (<https://www.icold-cigb.org/>).
- www.britannica.com. 2016. “Ancient Dams”. Consultado no dia 7 de abril de 2020. (<https://www.britannica.com/technology/dam-engineering#ref72078>).
- Comissão Mundial de barragens. 2000. “Barragens e desenvolvimento: um novo modelo para tomada de decisões”. Consultado no dia 10 de abril de 2020. (https://www2.mppa.mp.br/sistemas/gcsubsites/upload/41/cmb_sumario.pdf)
- <http://www.lassp.cornell.edu/>. 2020. “Cracking dams”. Consultado no dia 15 de abril de 2020. (http://www.lassp.cornell.edu/sethna/SimScience/cracks/advanced/grav_hist1.html).
- <https://cnpgb.apambiente.pt>. 2020a. “Barragem da Bemposta”. Consultado no dia 24 de abril de 2020. (https://cnpgb.apambiente.pt/gr_barragens/gbportugal/Bemposta.htm).
- <https://cnpgb.apambiente.pt>. 2020b. “Barragem do Baixo Sabor”. Consultado no dia 26 de abril de 2020. (https://cnpgb.apambiente.pt/gr_barragens/gbportugal/BaixoSabormon-tante.htm).
- <https://cnpgb.apambiente.pt>. 2020c. “Barragem da Aguieira”. Consultado no dia 27 de abril de 2020. (https://cnpgb.apambiente.pt/gr_barragens/gbportugal/Aguieira.htm).
- <https://cnpgb.apambiente.pt>. 2020d. “Barragem do Alto Ceira II”. Consultado no dia 29 de abril de 2020. (https://cnpgb.apambiente.pt/gr_barragens/gbportugal/AltoCeiraII.htm).
- <https://cnpgb.apambiente.pt>. 2020e. “Barragem do Caia”. Consultado no dia 4 de maio de 2020. (https://cnpgb.apambiente.pt/gr_barragens/gbportugal/Caia.htm).
- <https://cnpgb.apambiente.pt>. 2020f. “Barragem do Torrão”. Consultado no dia 4 de maio de 2020. (https://cnpgb.apambiente.pt/gr_barragens/gbportugal/Torrao.htm).
- <https://cnpgb.apambiente.pt>. 2020g. “Barragem de Castelo de Bode”. Consultado no dia 6 de maio de 2020. (https://cnpgb.apambiente.pt/gr_barragens/gbportugal/Castelodo-Bode.htm).
- <http://www.bemposta.net>. 2020. “Bemposta – Rio Douro e barragem”. Consultado no dia 20 de junho de 2020. (<http://www.bemposta.net/rioribeiras/riodouro.htm>)
- <https://www.tecnosilbr.com>. 2020. “Etringite retardada: o que é”. Consultado no dia 21 de agosto de 2020. (<https://www.tecnosilbr.com.br/wp-content/uploads/2018/03/etringita-tardia.jpg>)

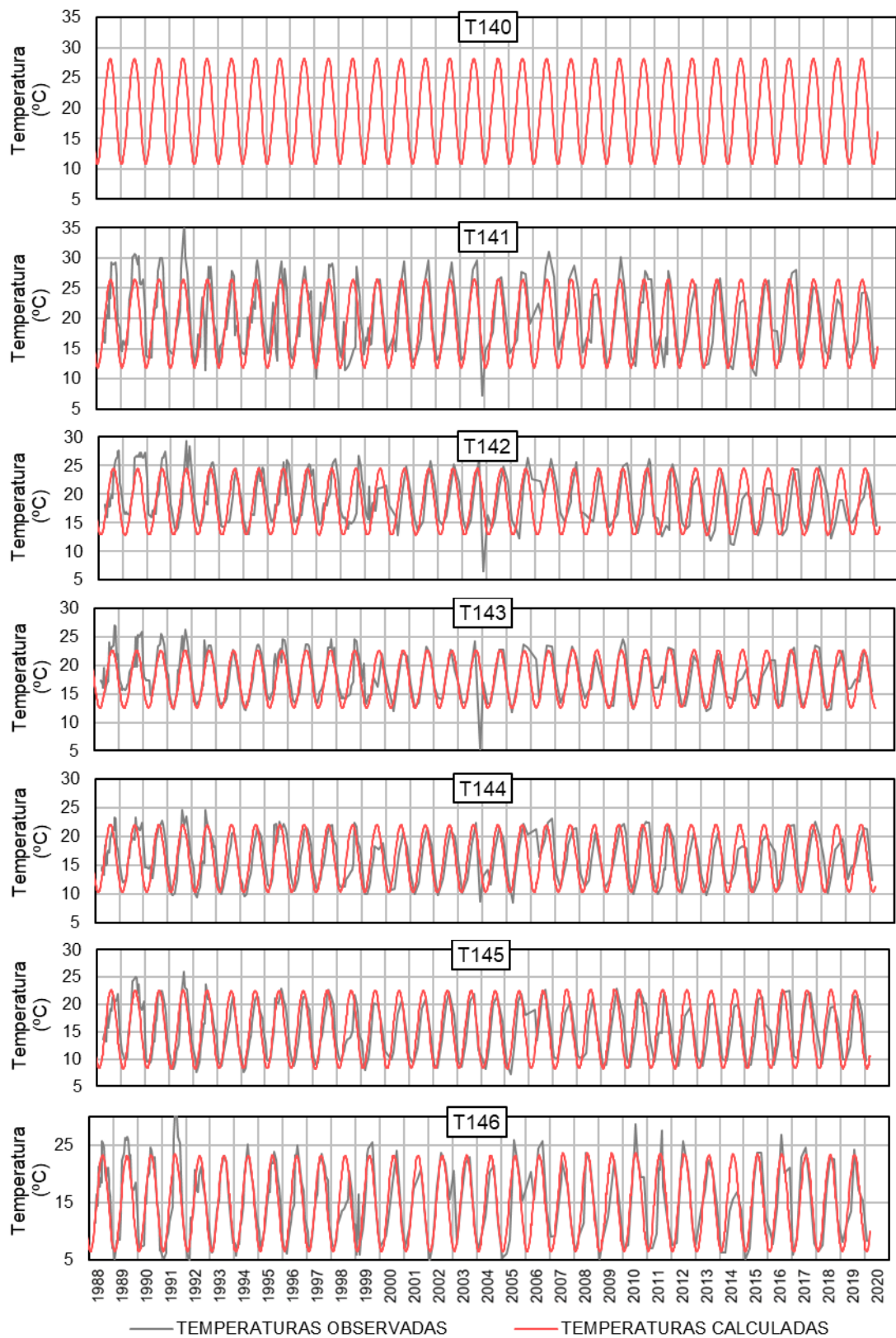
Anexos

Anexo A - Temperaturas no corpo da barragem

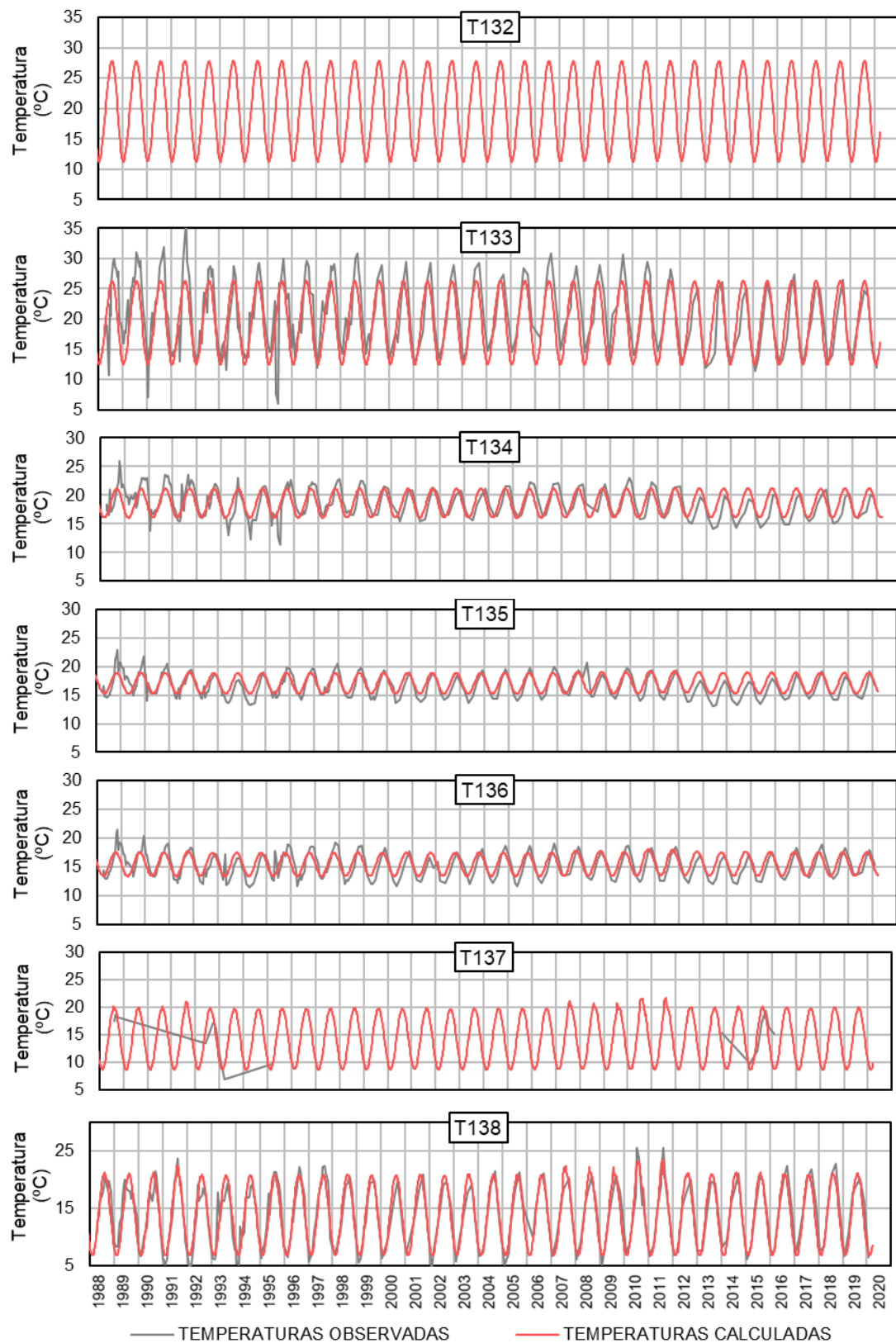
1. Mapa da localização dos pares termoeletricos na barragem da Bemposta



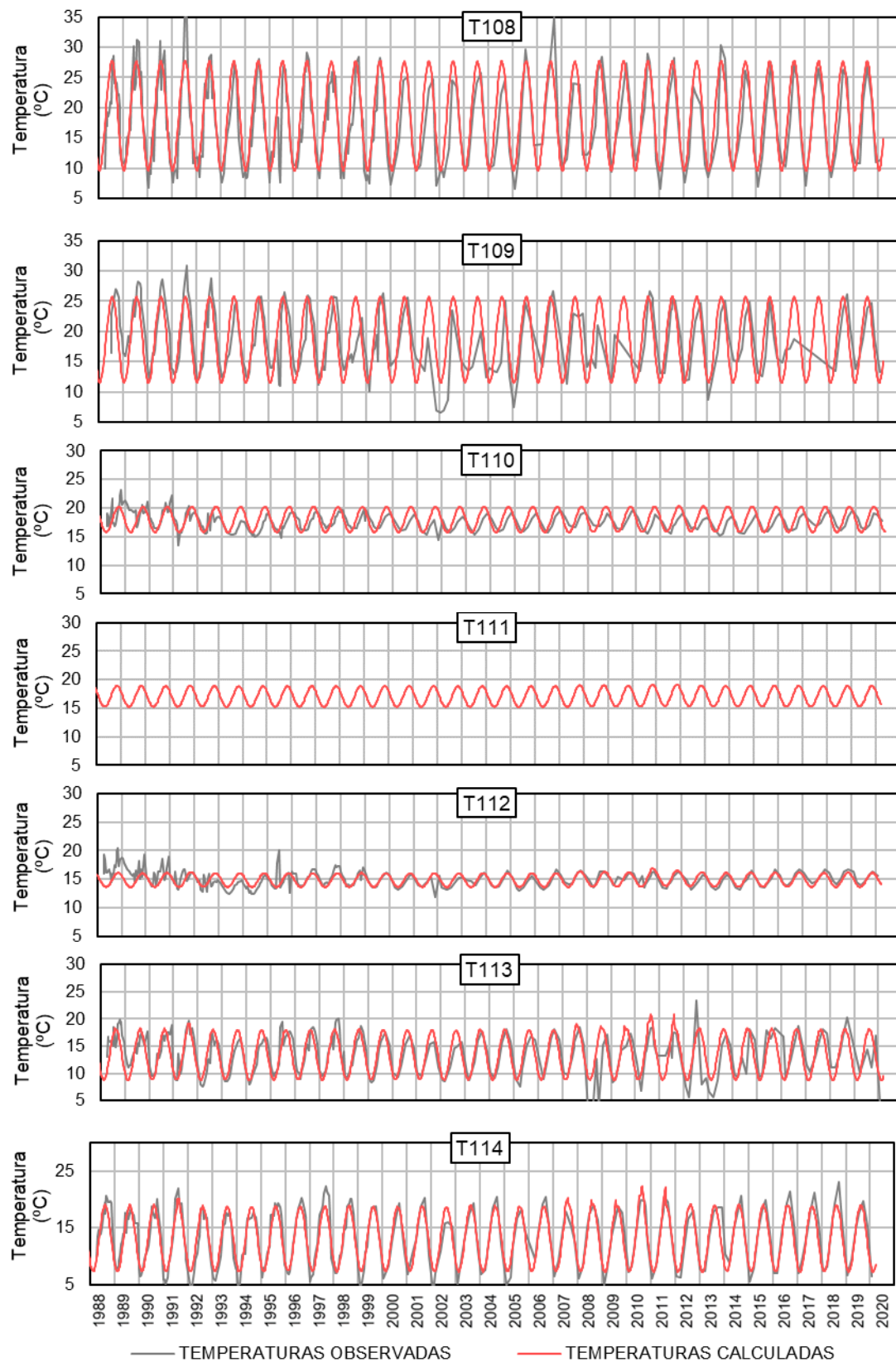
2. Comparação entre as temperaturas calculadas e observadas nos termómetros 140 a 146, à cota 400,0 m no bloco 9D, ordenados de jusante para montante.



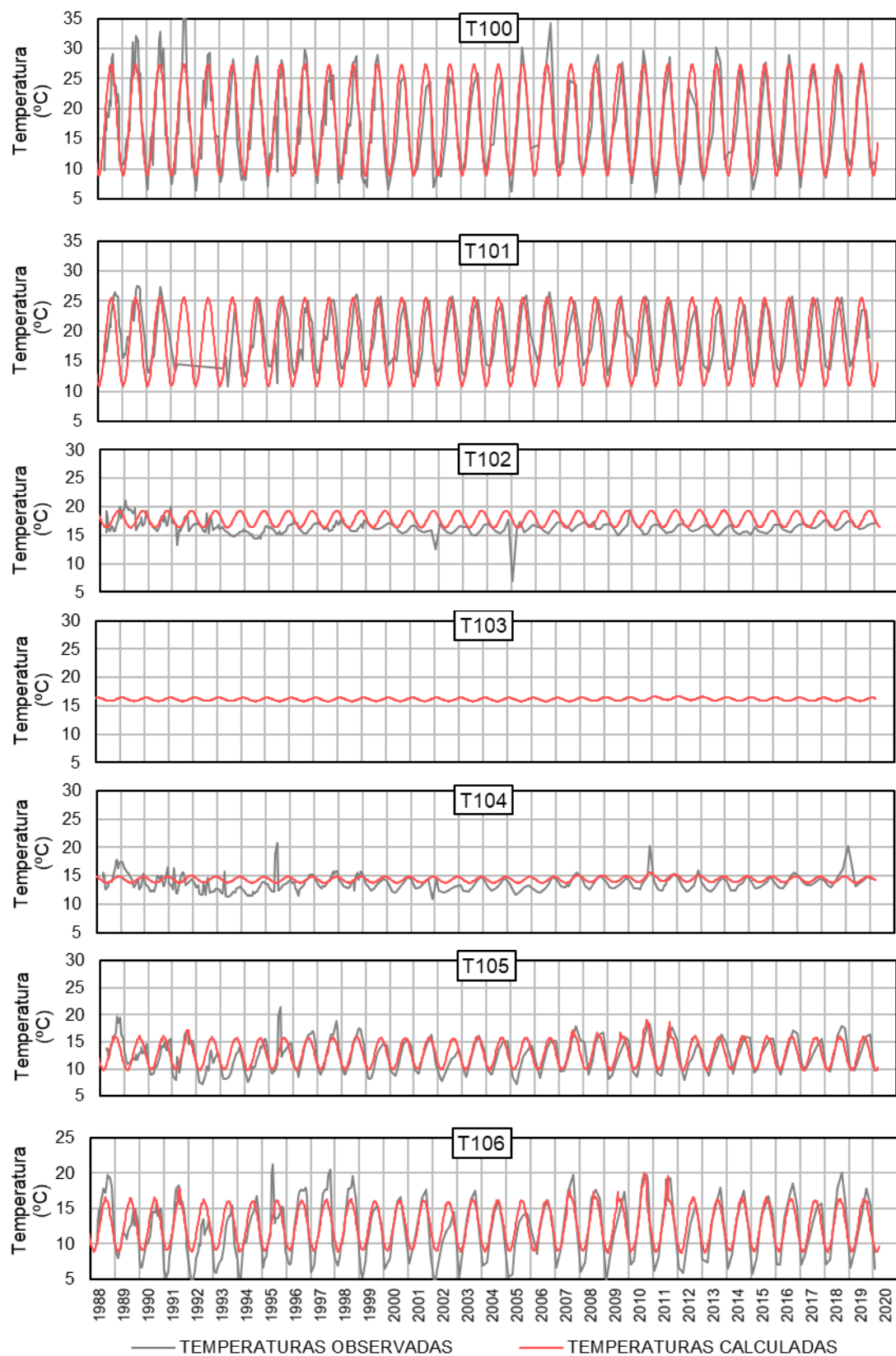
3. Comparação entre as temperaturas calculadas e observadas nos termômetros 132 a 138, à cota 385,0 m, no bloco 9D, ordenados de jusante para montante.



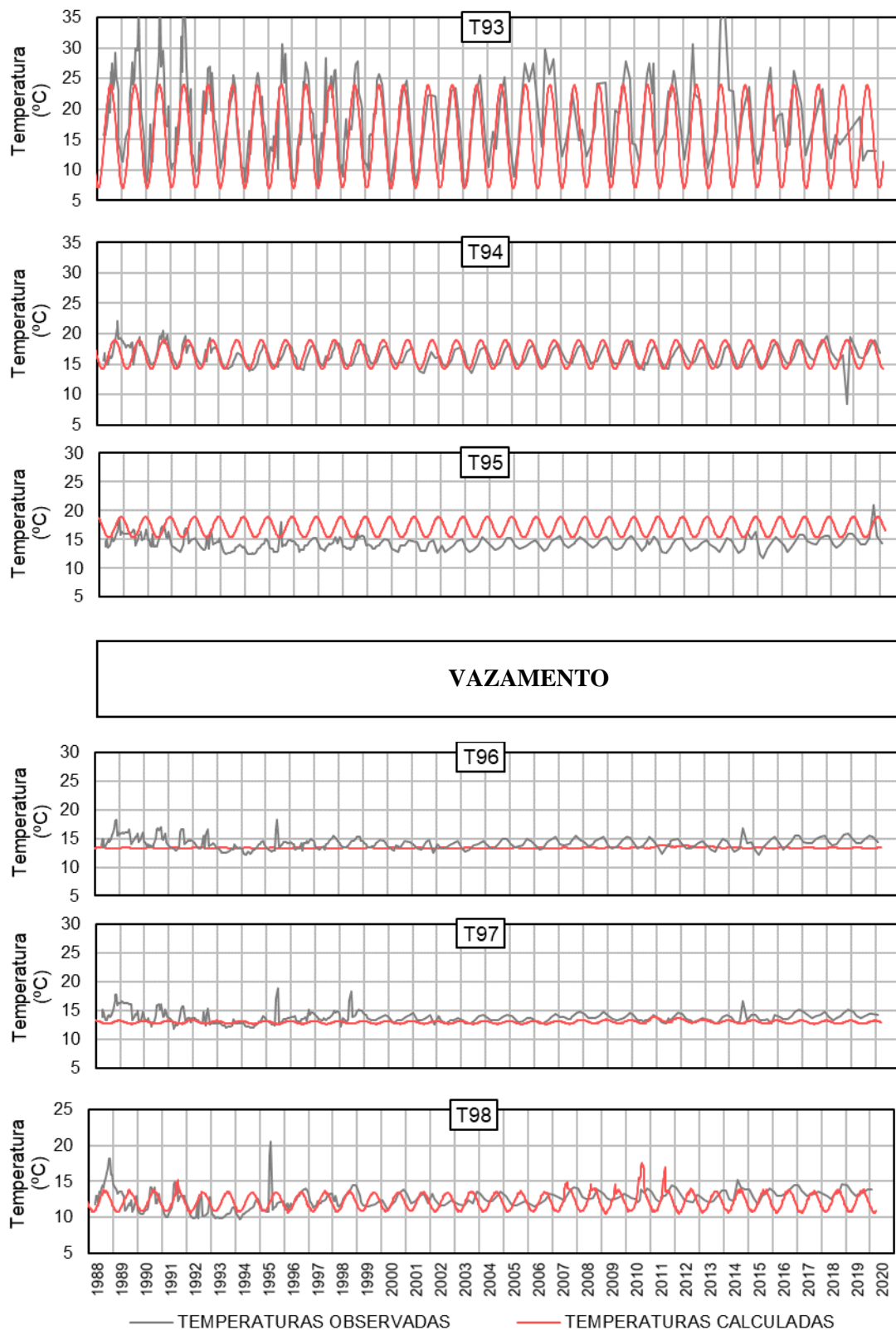
4. Comparação entre as temperaturas calculadas e observadas nos termômetros 108 a 114, à cota 372,0 m no bloco 6D, ordenados de jusante para montante.



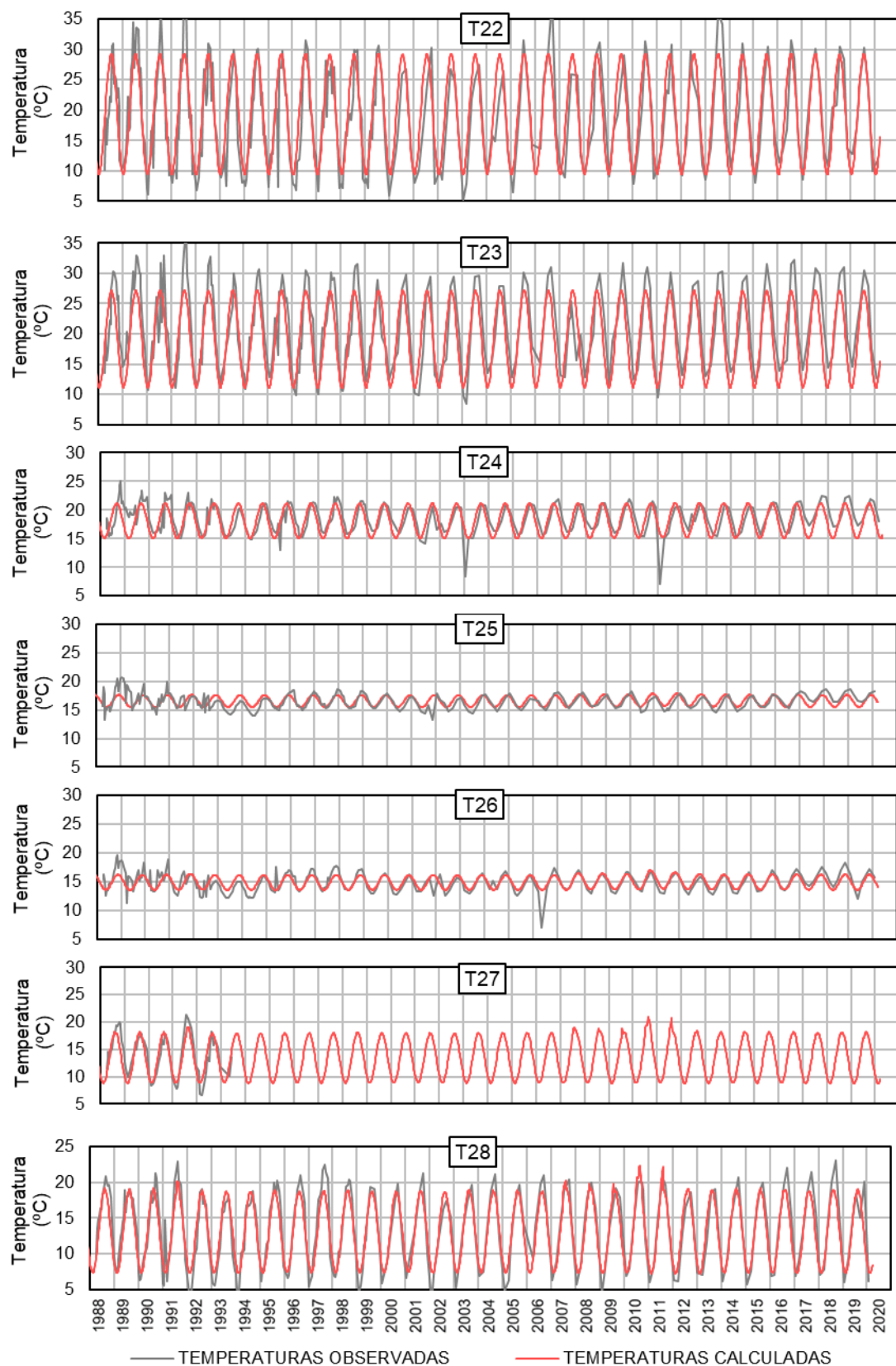
5. Comparação entre as temperaturas calculadas e observadas nos termômetros 100 a 106, à cota 357,0 m no bloco 6D, ordenados de jusante para montante.



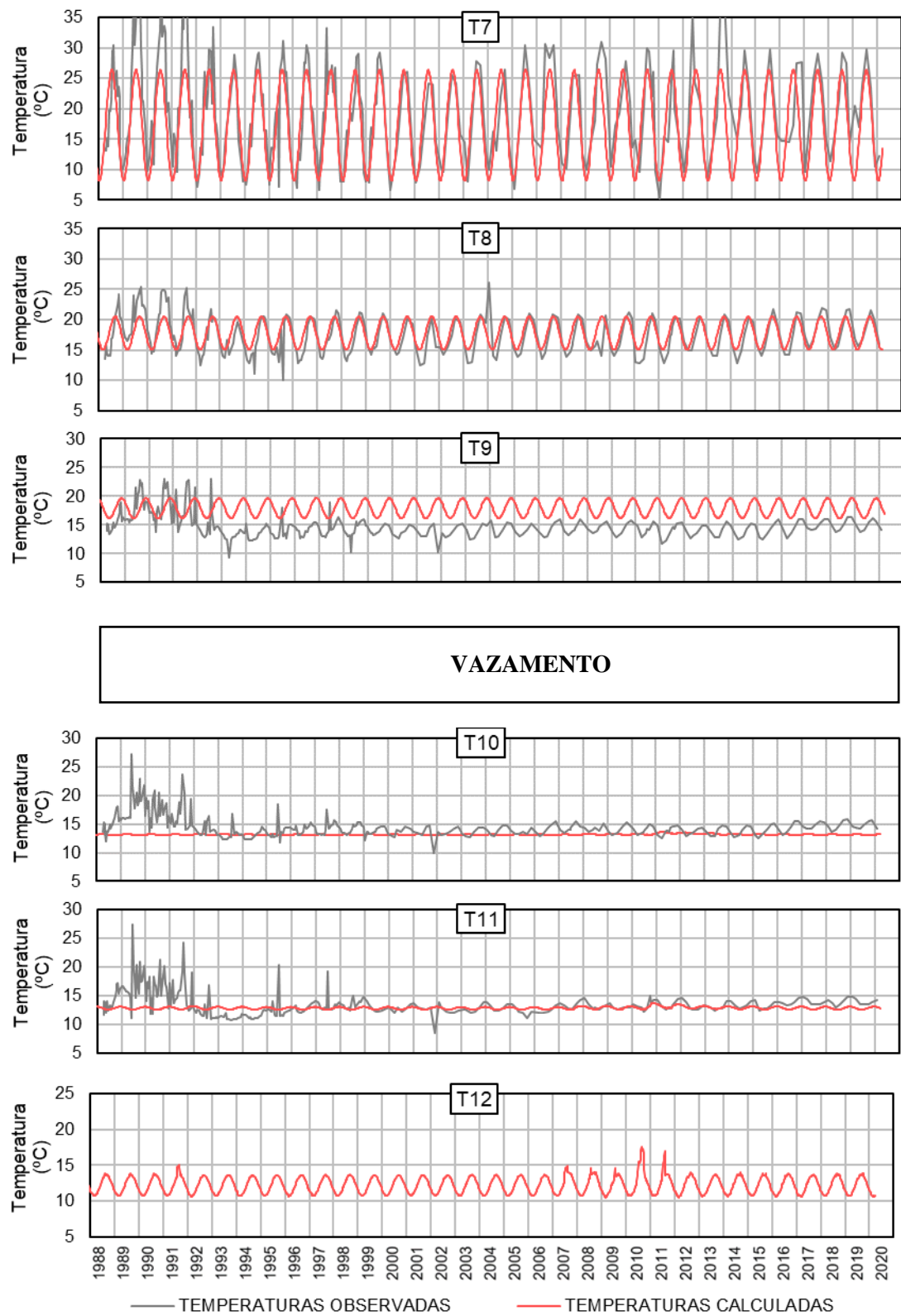
6. Comparação entre as temperaturas calculadas e observadas nos termômetros 93 a 98, à cota 342,0 m no bloco 6D, ordenados de jusante para montante.



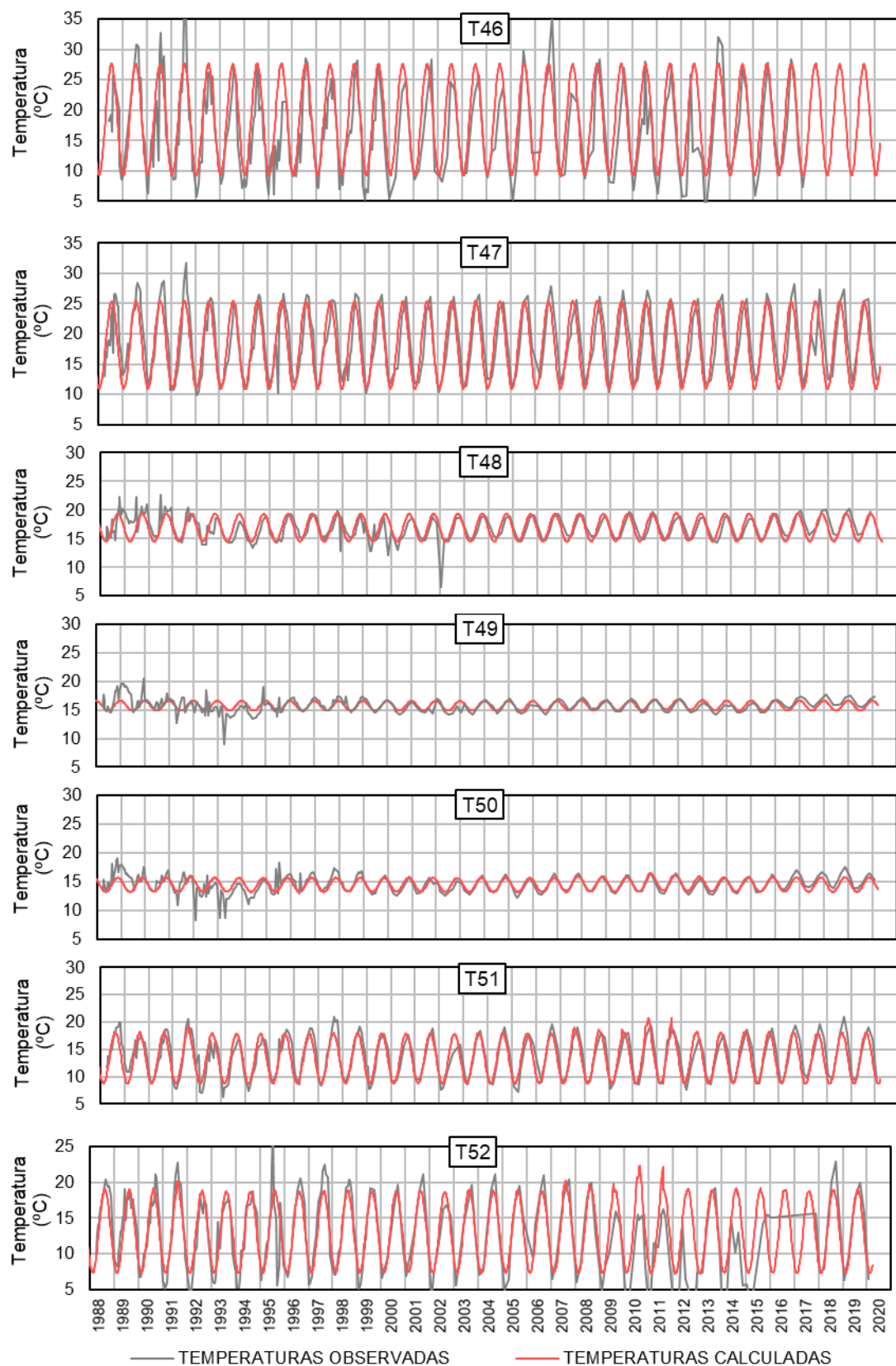
7. Comparação entre as temperaturas calculadas e observadas nos termómetros 22 a 28, à cota 372,0 m no bloco 0, ordenados de jusante para montante.



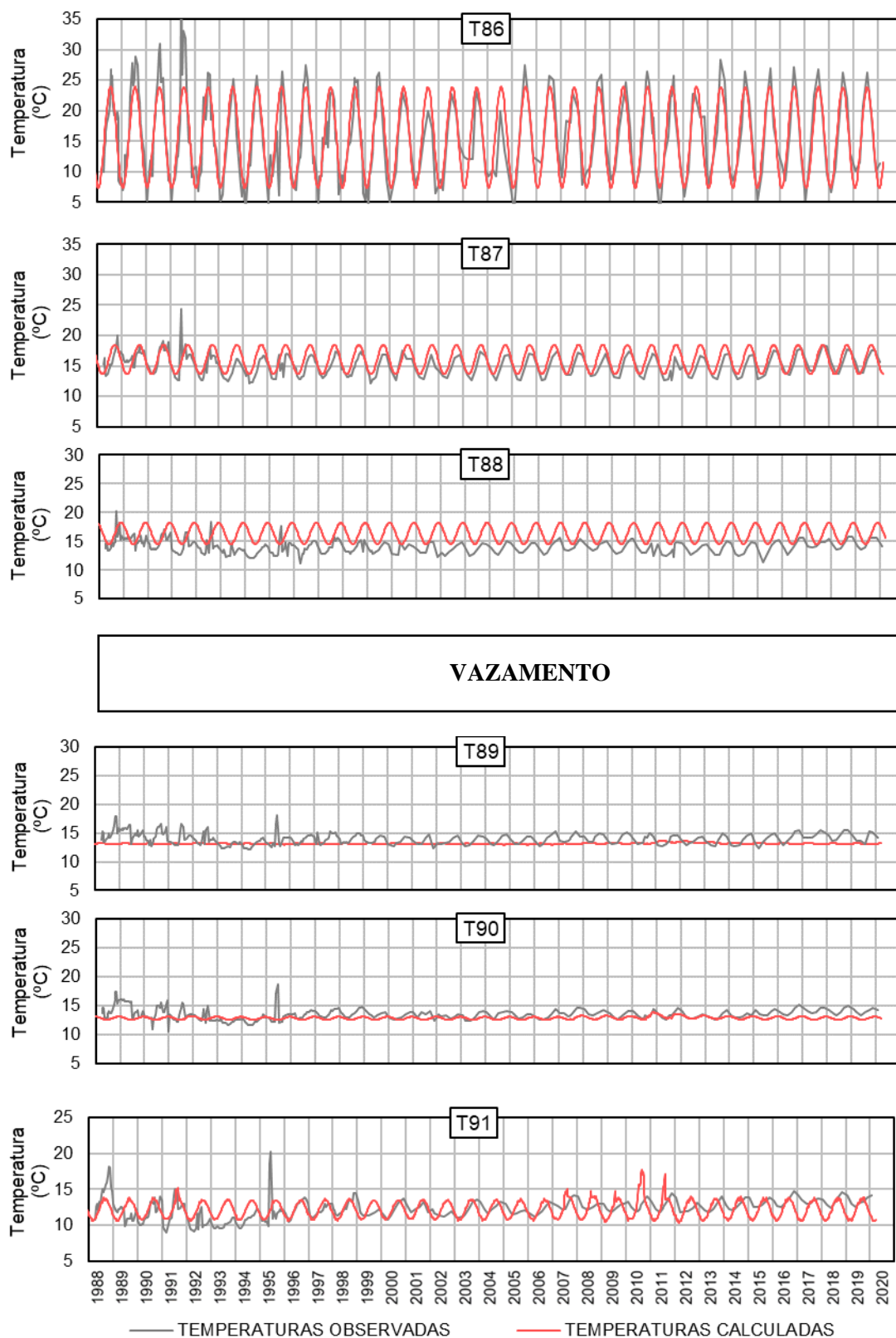
8. Comparação entre as temperaturas calculadas e observadas nos termômetros 7 a 12, à cota 342,0 m no bloco 0, ordenados de jusante para montante.



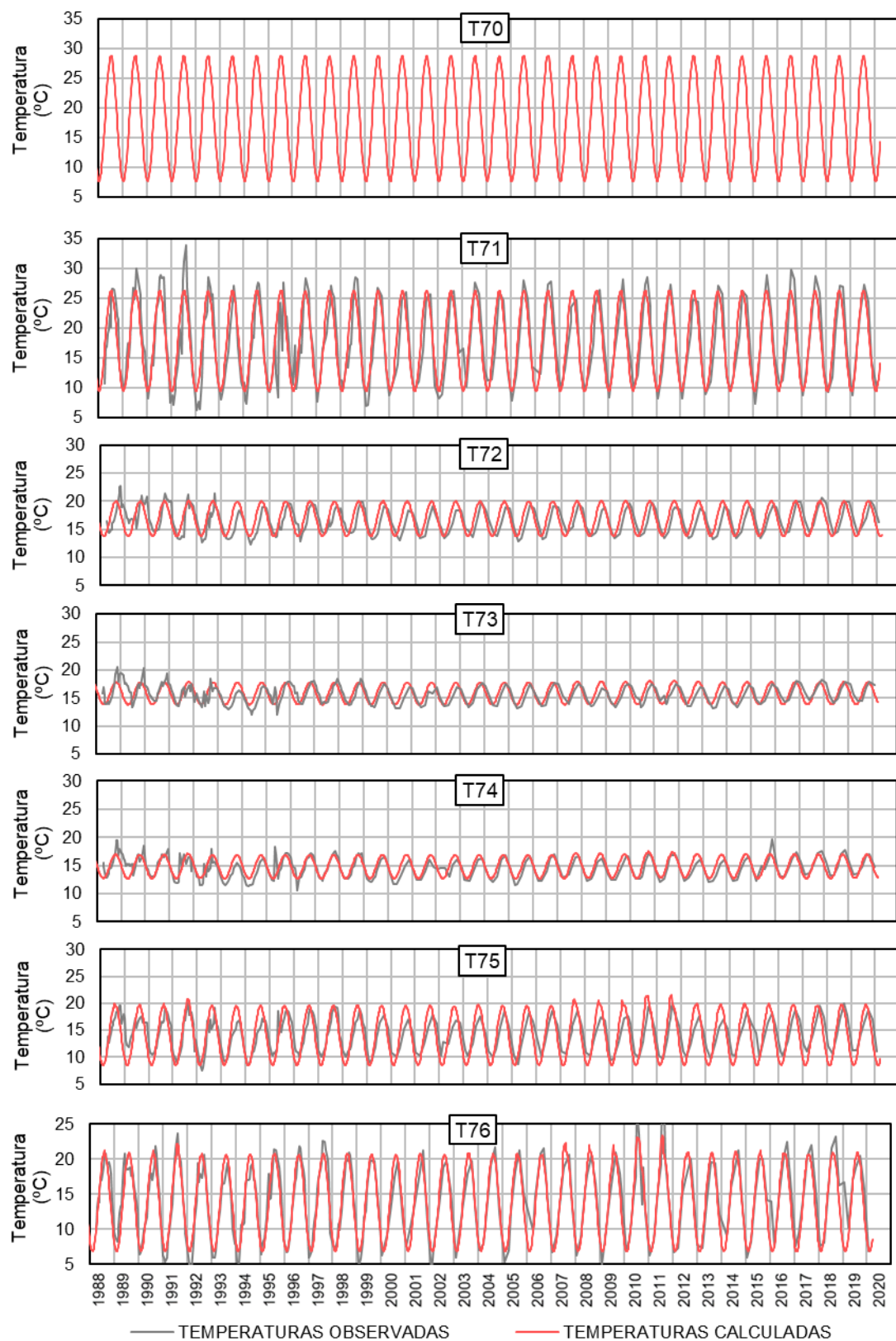
9. Comparação entre as temperaturas calculadas e observadas nos termómetros 46 a 52, à cota 372,0 m no bloco 6E, ordenados de jusante para montante.



10. Comparação entre as temperaturas calculadas e observadas nos termômetros 86 a 92, à cota 342,0 m no bloco 6E, ordenados de jusante para montante.

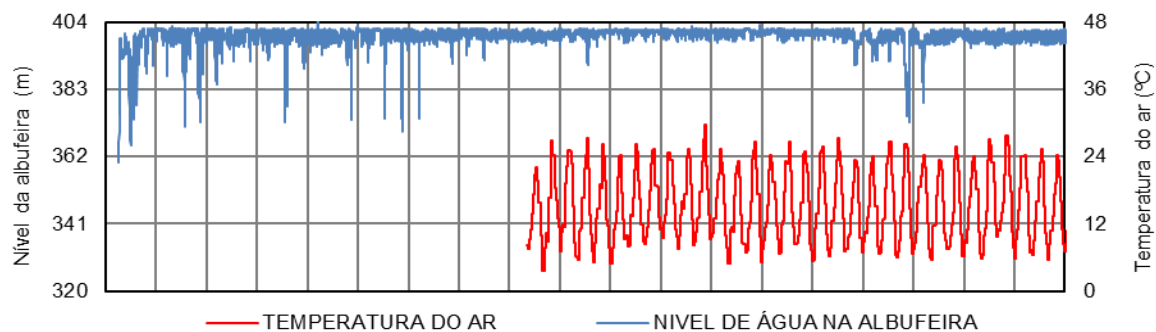


11. Comparação entre as temperaturas calculadas e observadas nos termómetros 70 a 76, à cota 385,0 m no bloco 9E, ordenados de jusante para montante.

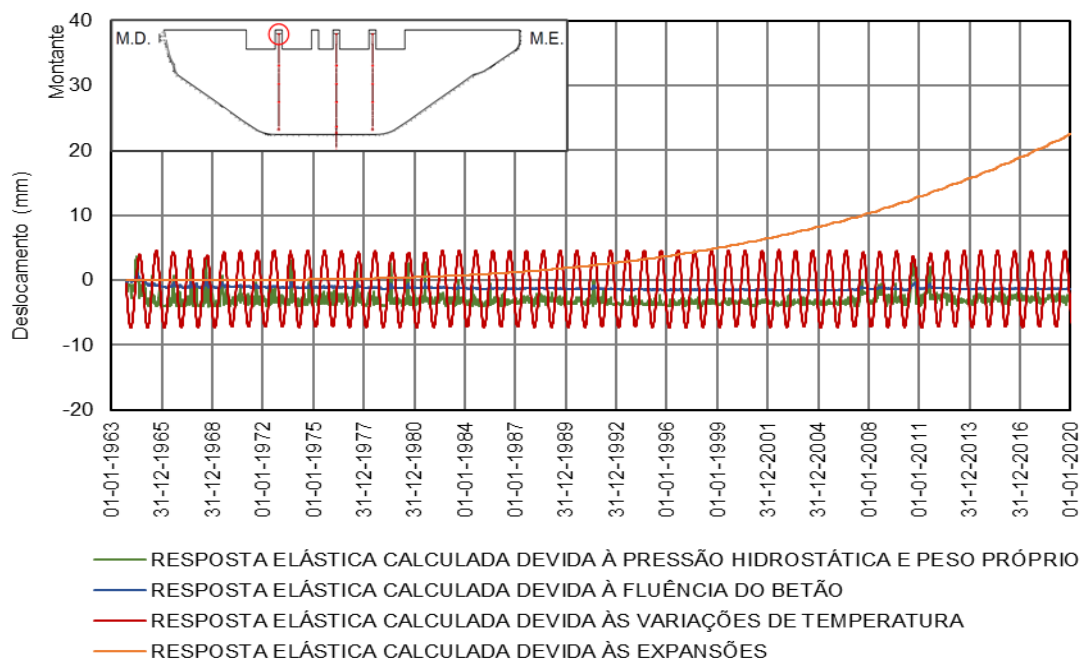
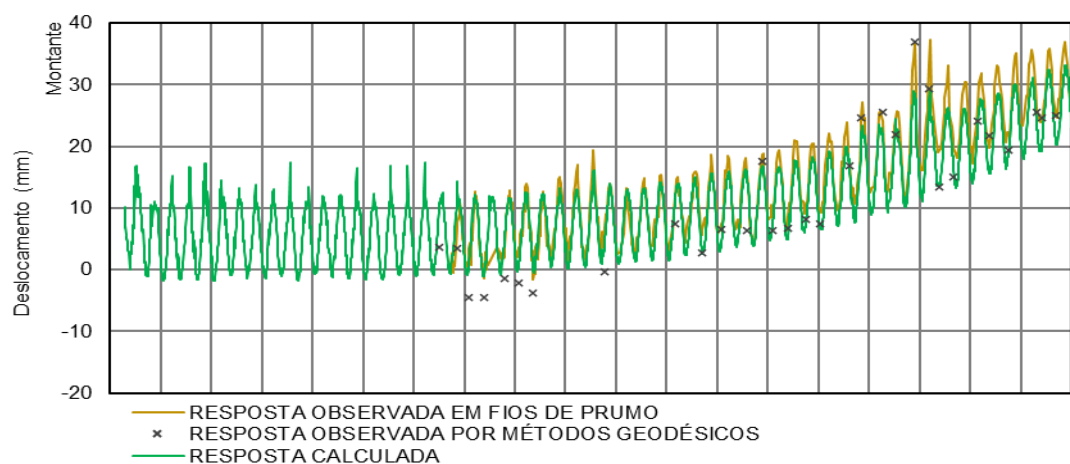


Anexo B - Deslocamentos radiais e tangenciais

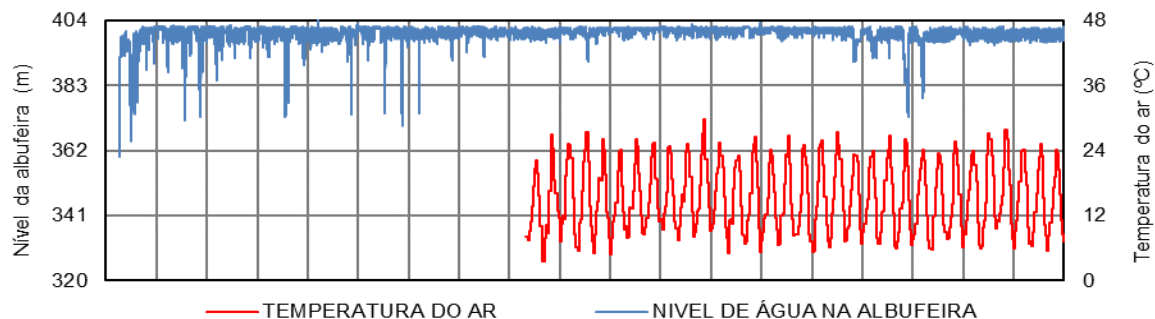
1. Deslocamento radial do ponto correspondente à base de leitura do fio de prumo 2 à cota 402,00 m, observados (em fios de prumo e por métodos geodésicos) e calculados entre 1964 e 2020.



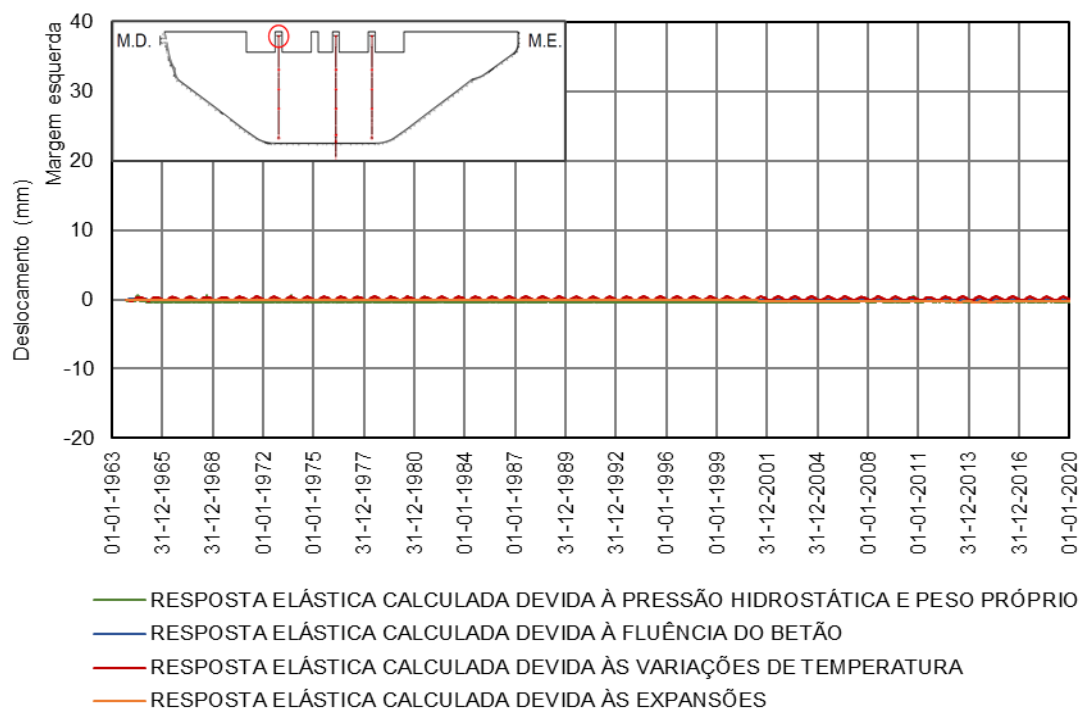
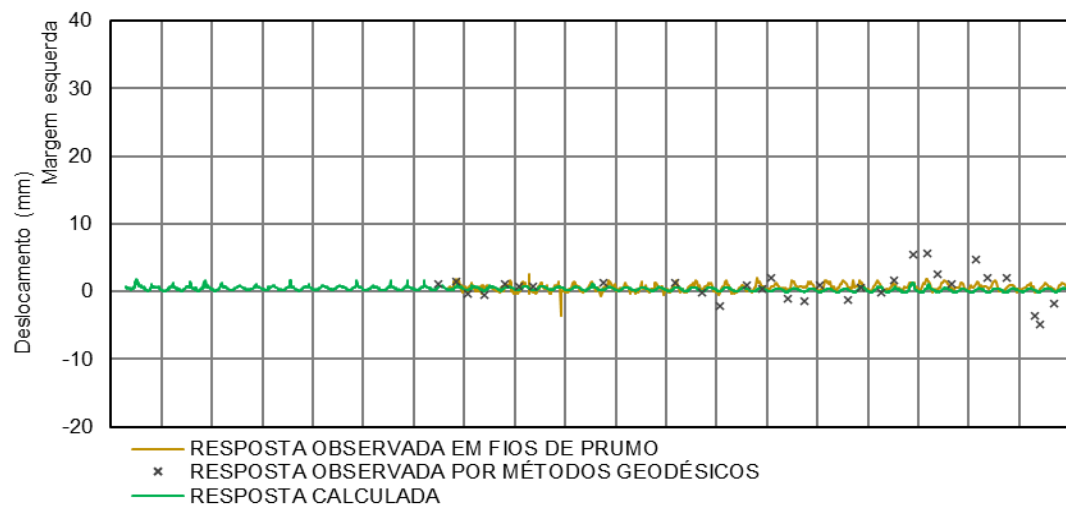
FIO DE PRUMO 2 E ALVO 2ES À COTA 402,00 m – DESLOCAMENTO RADIAL



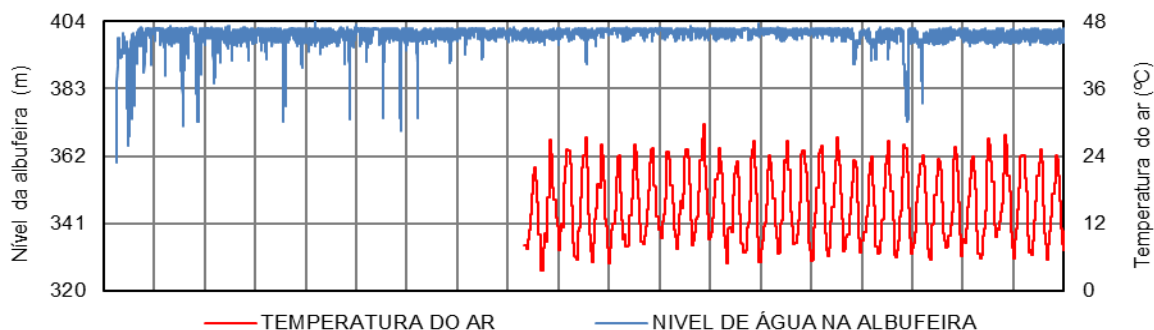
2. Deslocamento tangencial do ponto correspondente à base de leitura do fio de prumo 2 à cota 402,00 m, observados (em fios de prumo e por métodos geodésicos) e calculados entre 1964 e 2020.



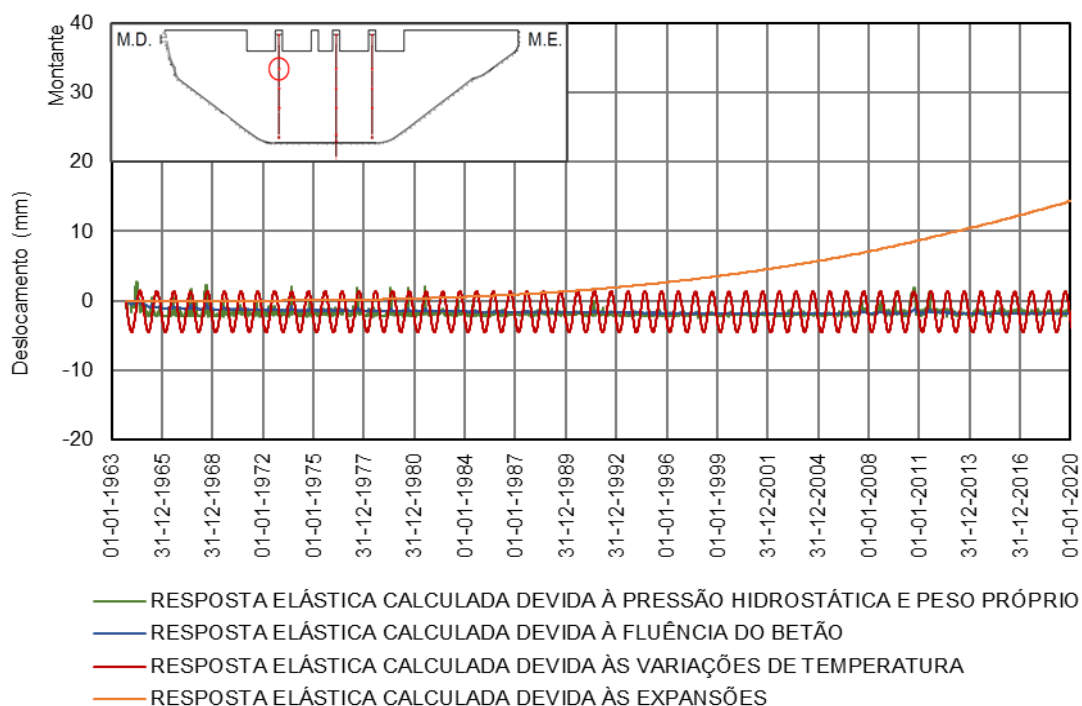
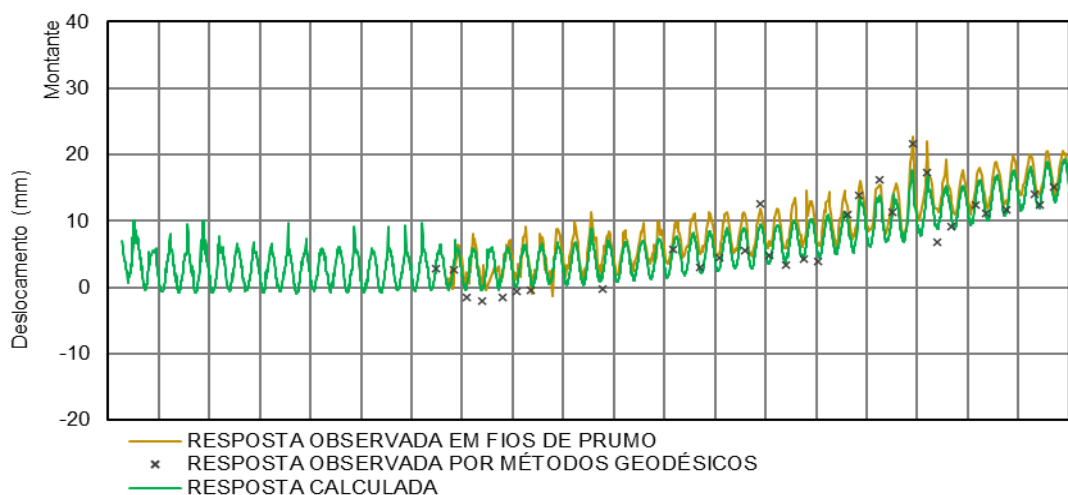
FIO DE PRUMO 2 E ALVO 2ES À COTA 402,00 m – DESLOCAMENTO TANGENCIAL



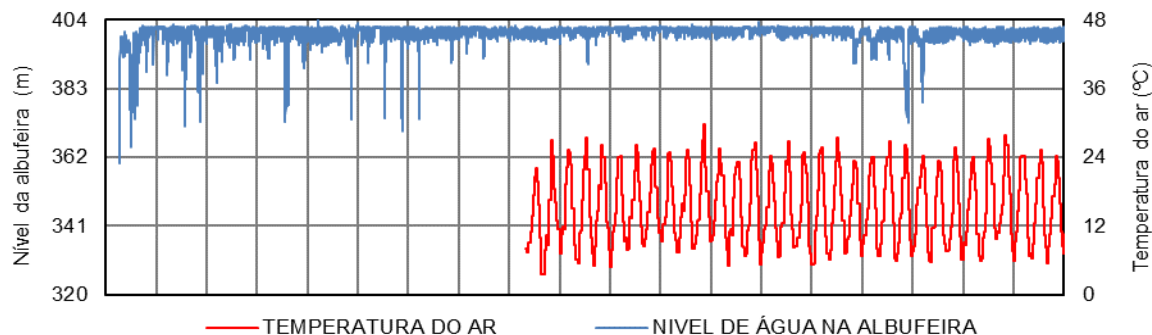
3. Deslocamento radial do ponto correspondente à base de leitura do fio de prumo 2 à cota 379,00 m, observados (em fios de prumo e por métodos geodésicos) e calculados entre 1964 e 2020.



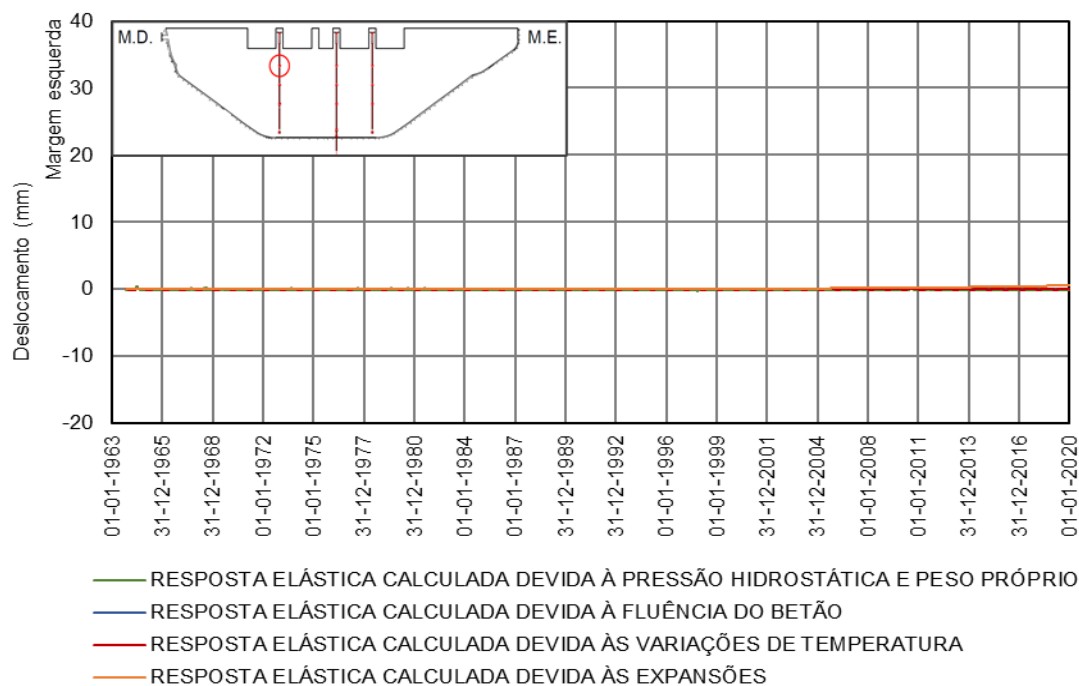
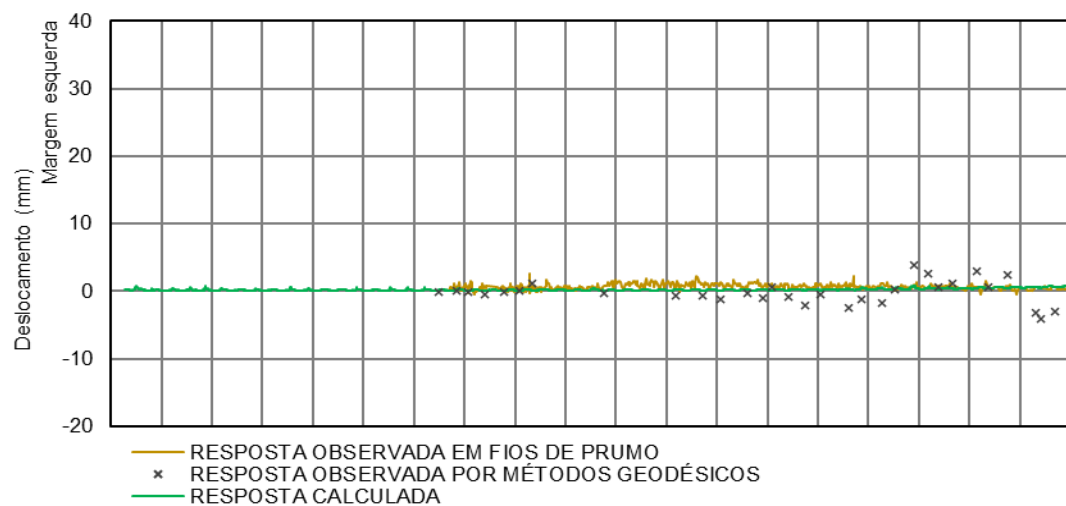
FIO DE PRUMO 2 E ALVO 2ES À COTA 379,00 m – DESLOCAMENTO RADIAL



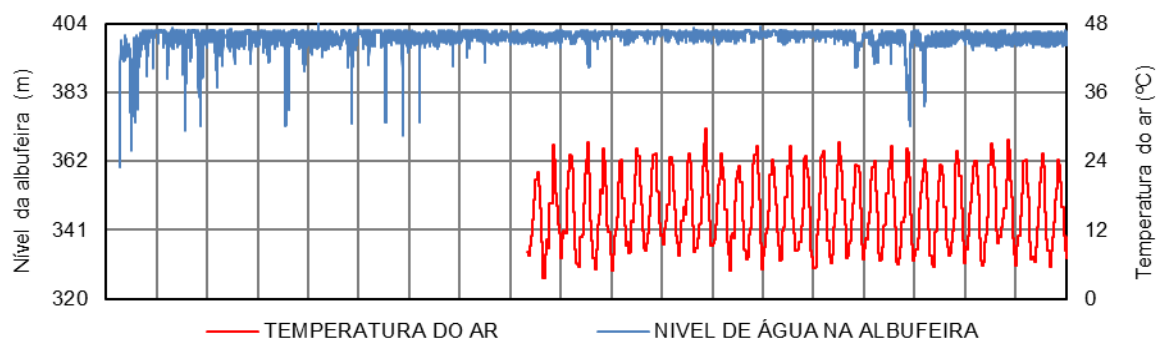
4. Deslocamento tangencial do ponto correspondente à base de leitura do fio de prumo 2 à cota 379,00 m, observados (em fios de prumo e por métodos geodésicos) e calculados entre 1964 e 2020.



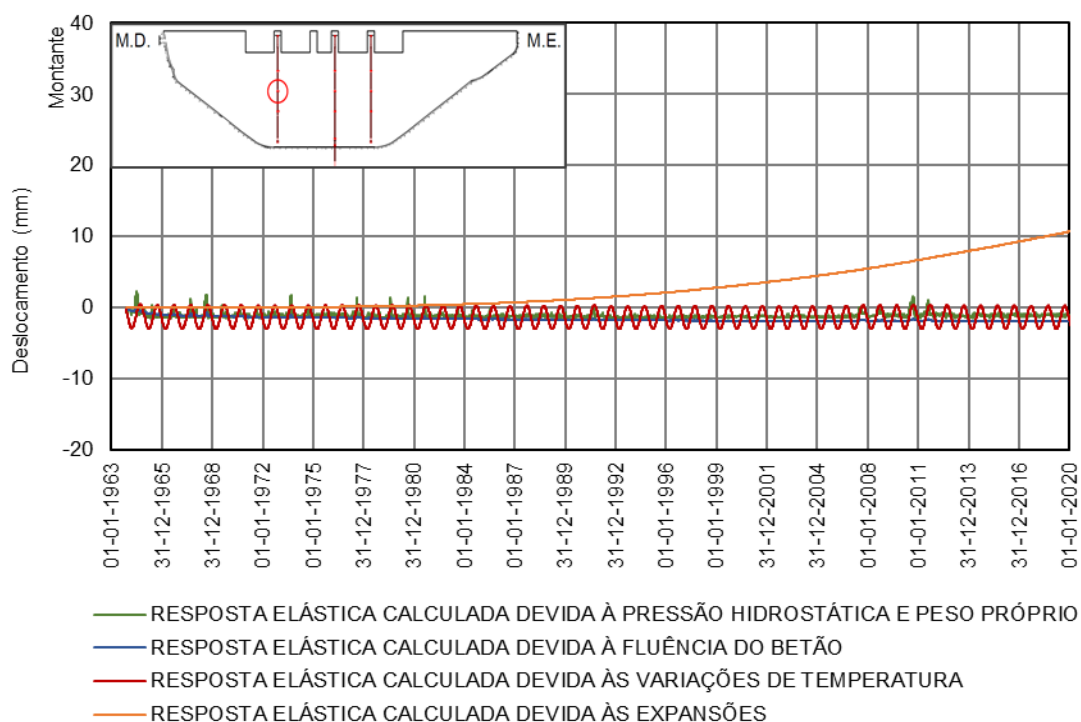
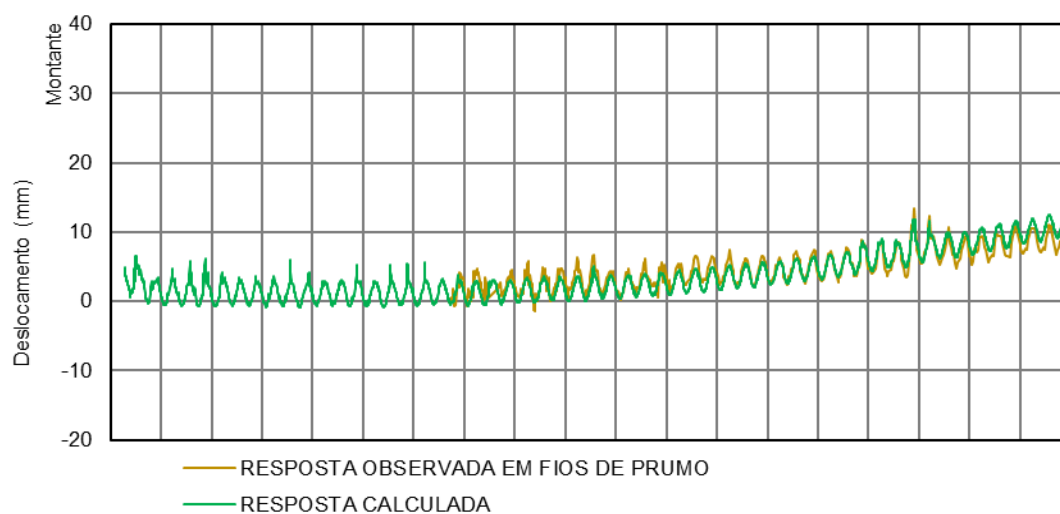
FIO DE PRUMO 2 E ALVO 2ES À COTA 379,00 m – DESLOCAMENTO TANGENCIAL



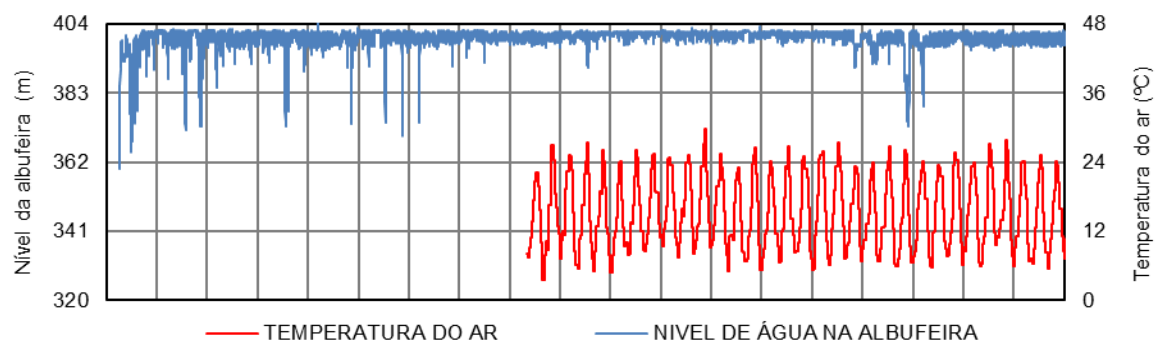
5. Deslocamento radial do ponto correspondente à base de leitura do fio de prumo 2 à cota 365,00 m, observados e calculados entre 1964 e 2020.



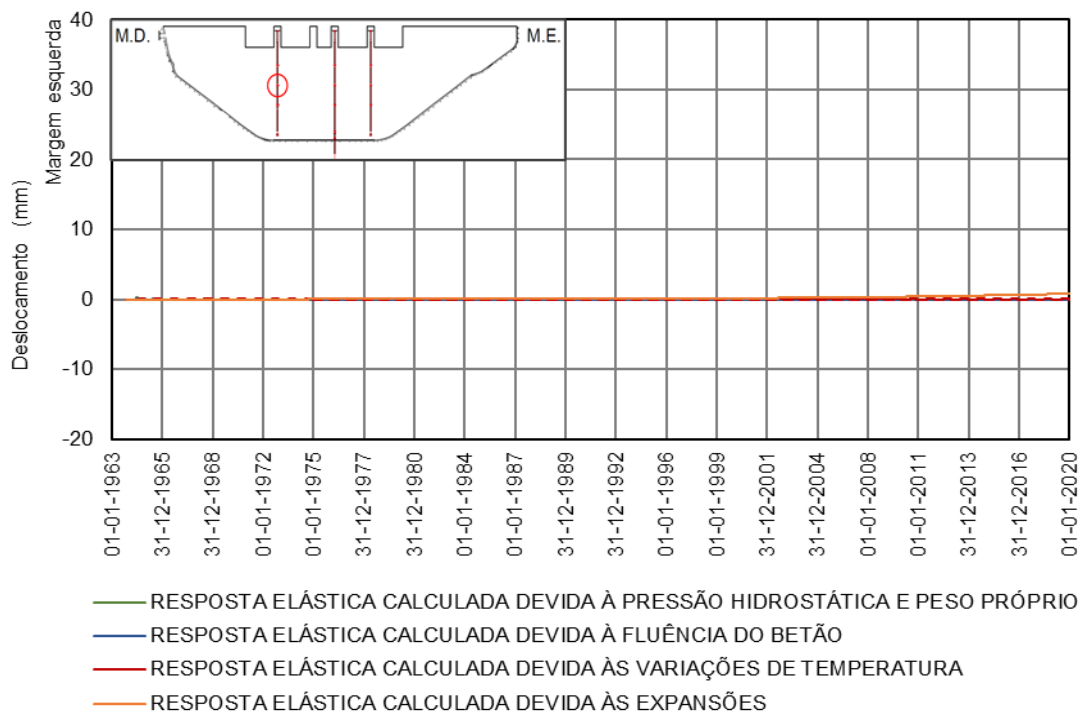
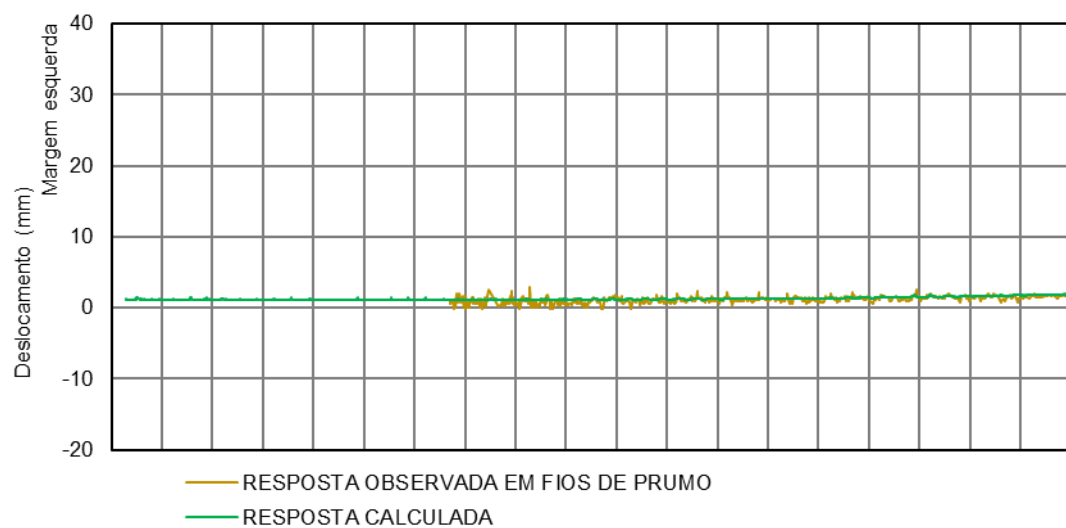
FIO DE PRUMO 2 À COTA 365,00 m – DESLOCAMENTO RADIAL



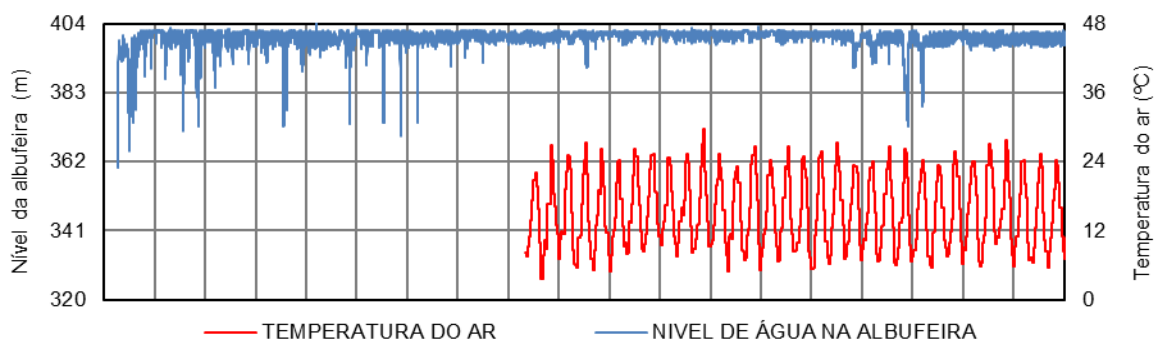
6. Deslocamento tangencial do ponto correspondente à base de leitura do fio de prumo 2 à cota 365,00 m, observados e calculados entre 1964 e 2020.



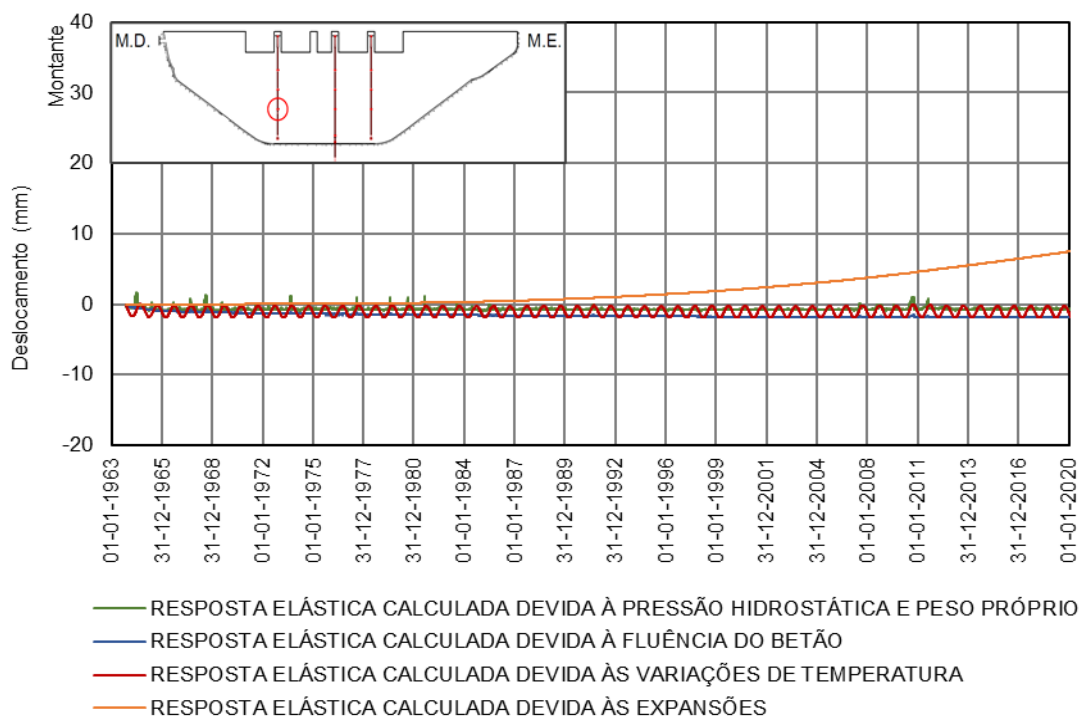
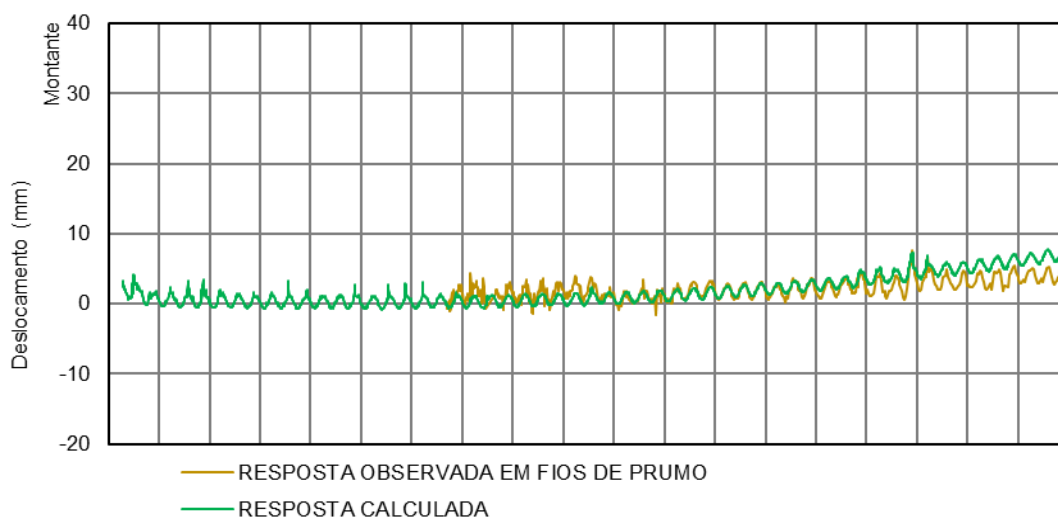
FIO DE PRUMO 2 À COTA 365,00 m – DESLOCAMENTO TANGENCIAL



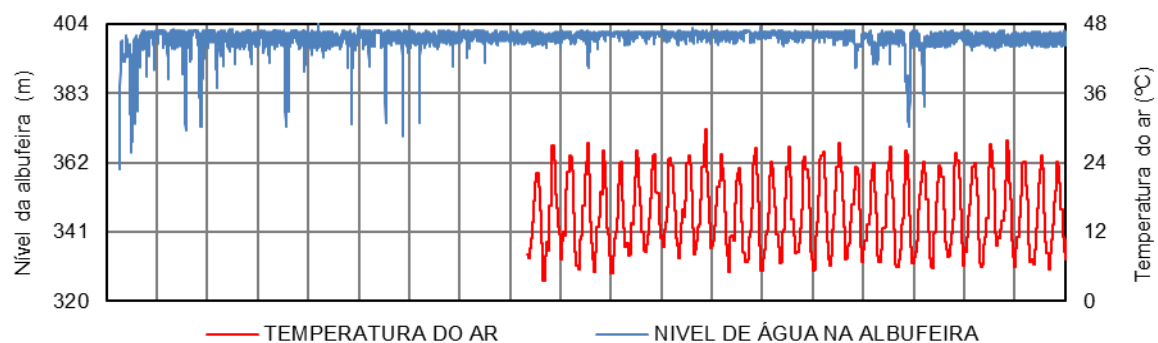
7. Deslocamento radial do ponto correspondente à base de leitura do fio de prumo 2 à cota 350,00 m, observados e calculados entre 1964 e 2020.



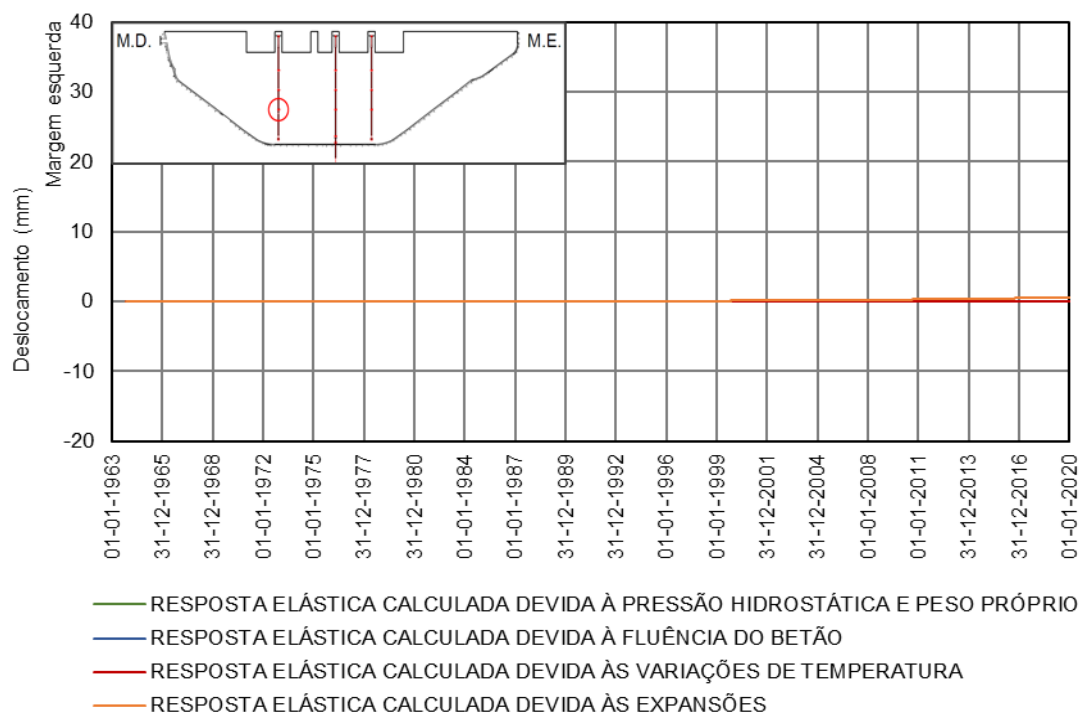
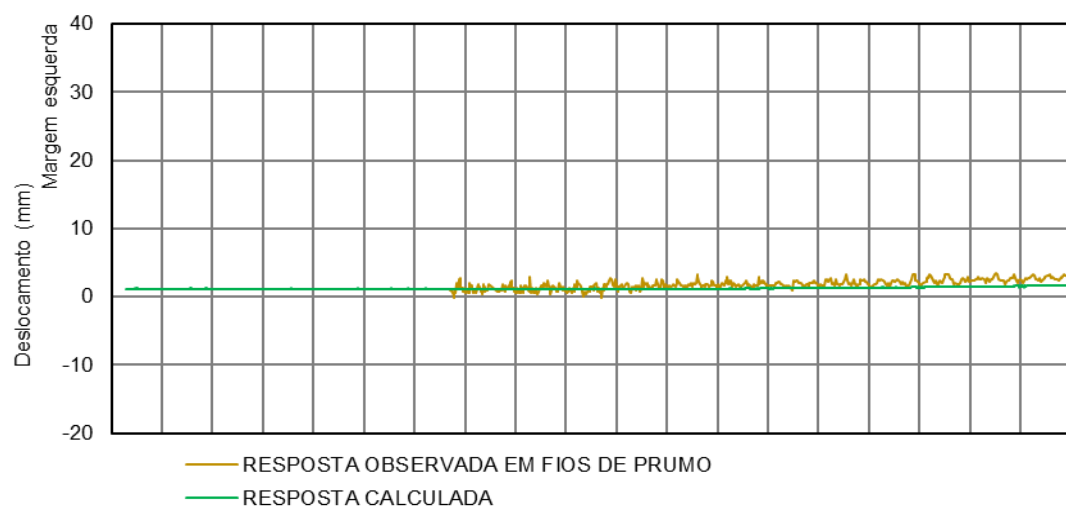
FIO DE PRUMO 2 À COTA 350,00 m – DESLOCAMENTO RADIAL



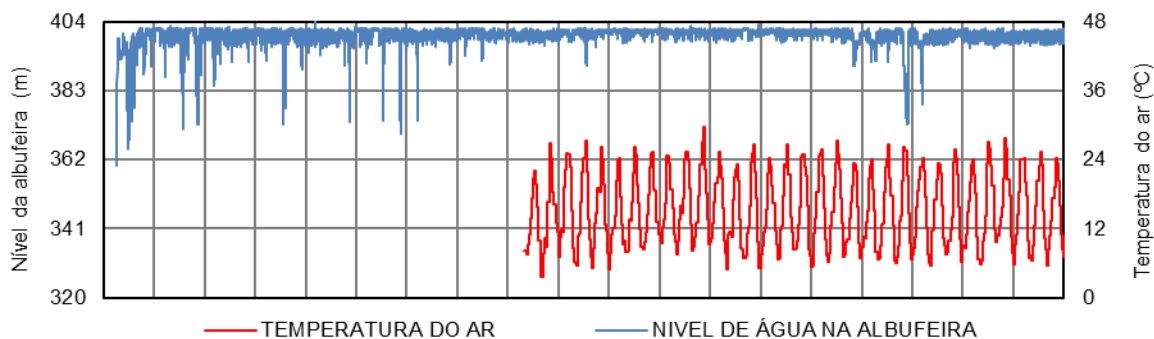
8. Deslocamento tangencial do ponto correspondente à base de leitura do fio de prumo 2 à cota 350,00 m, observados e calculados entre 1964 e 2020.



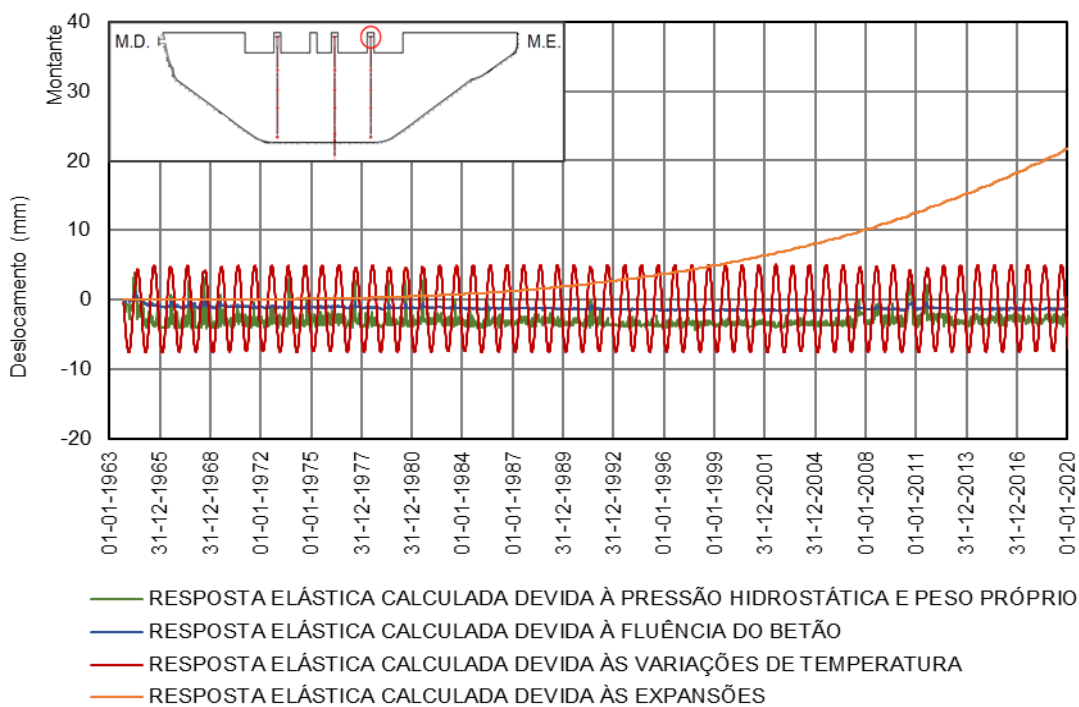
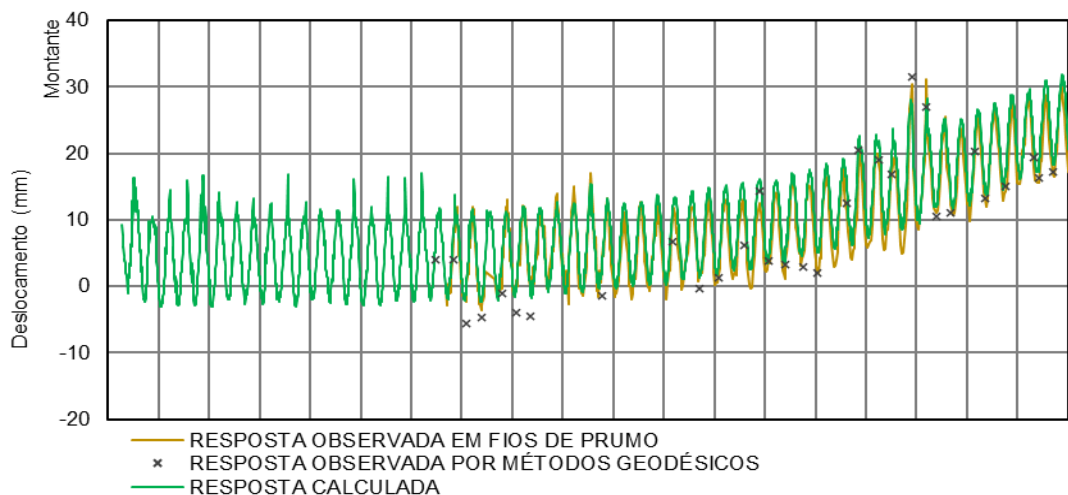
FIO DE PRUMO 2 À COTA 350,00 m – DESLOCAMENTO TANGENCIAL



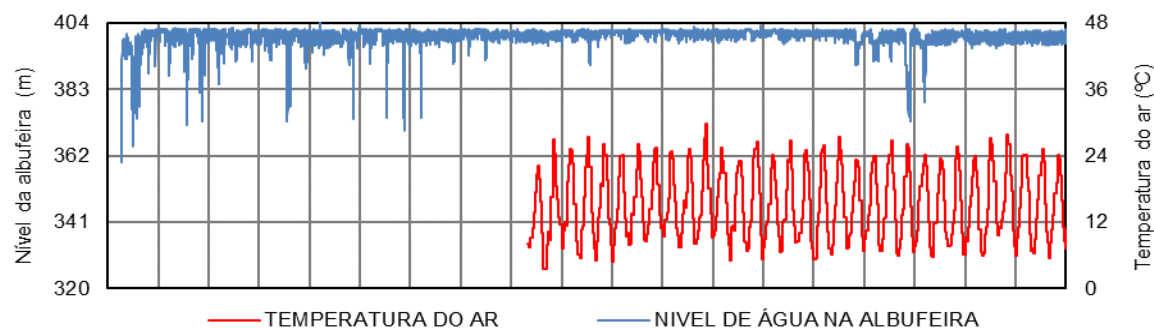
9. Deslocamento radial do ponto correspondente à base de leitura do fio de prumo 3 à cota 402,00 m, observados (em fios de prumo e por métodos geodésicos) e calculados entre 1964 e 2020.



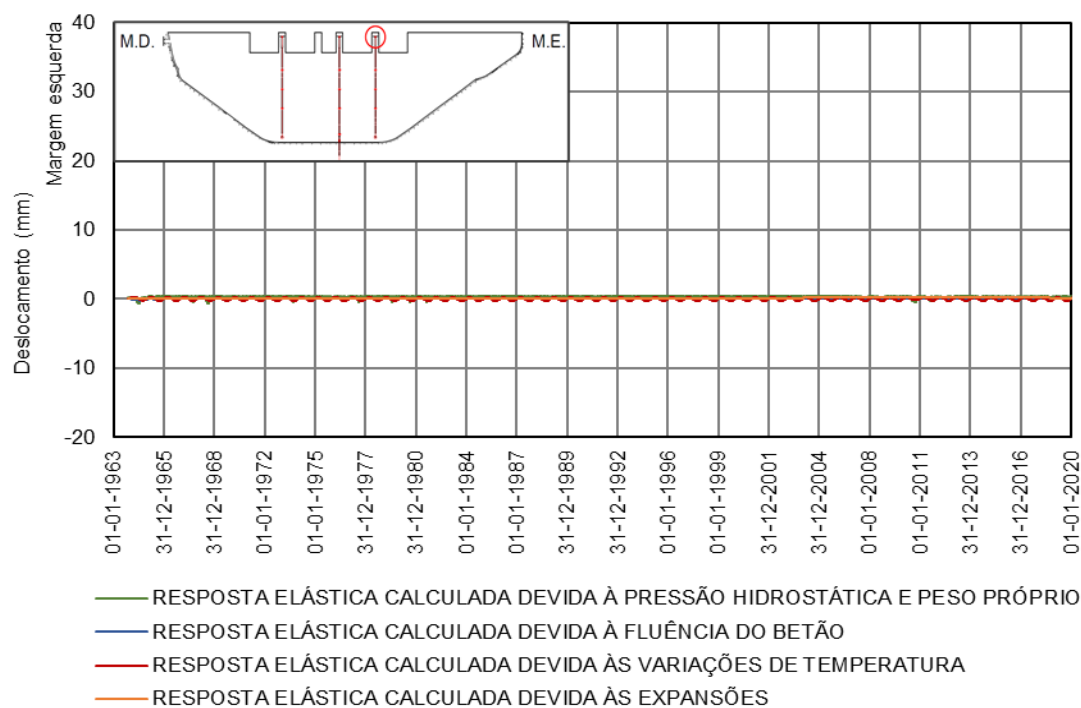
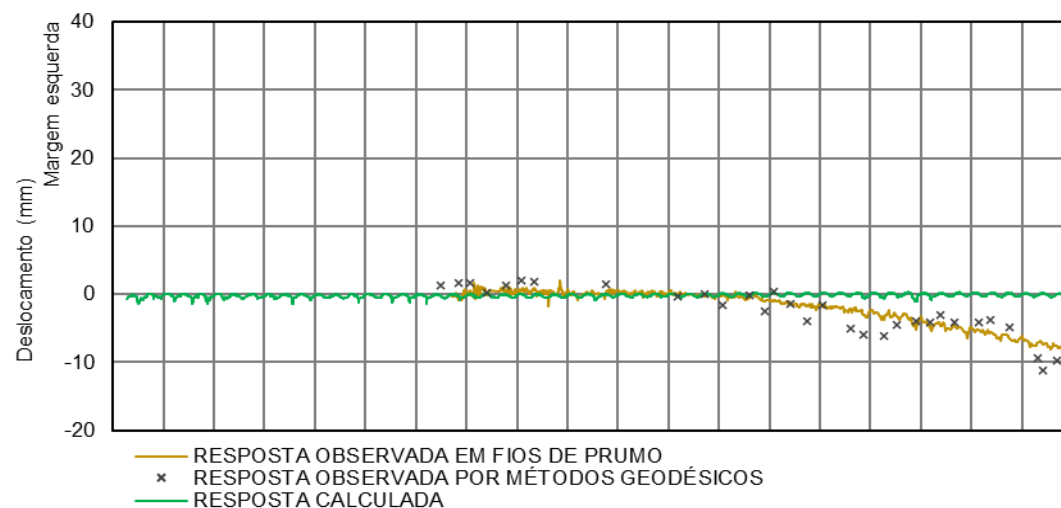
FIO DE PRUMO 3 e ALVO 3ES À COTA 402,00 m – DESLOCAMENTO RADIAL



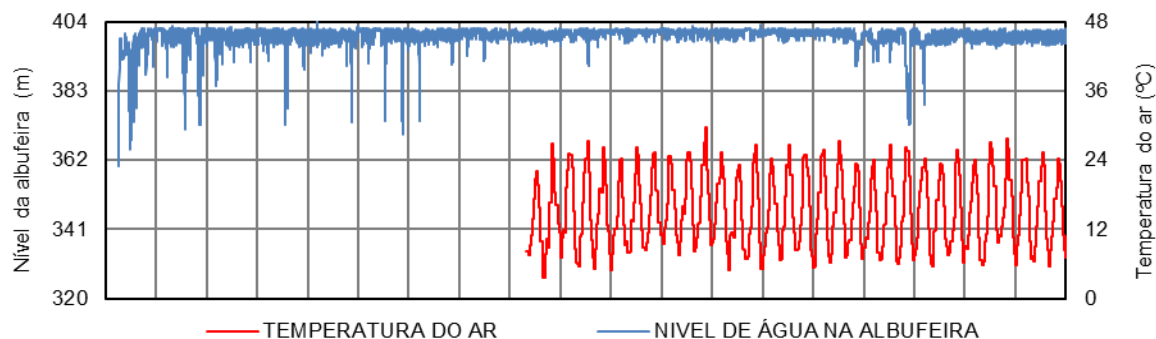
10. Deslocamento tangencial do ponto correspondente à base de leitura do fio de prumo 3 à cota 402,00 m, observados (em fios de prumo e por métodos geodésicos) e calculados entre 1964 e 2020.



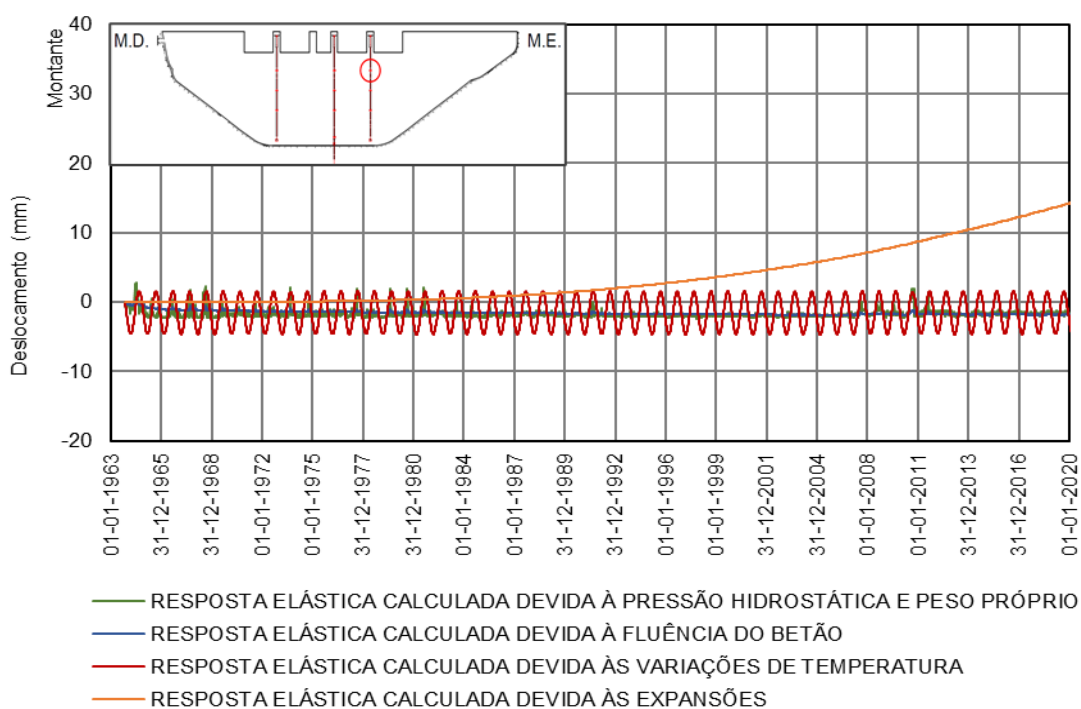
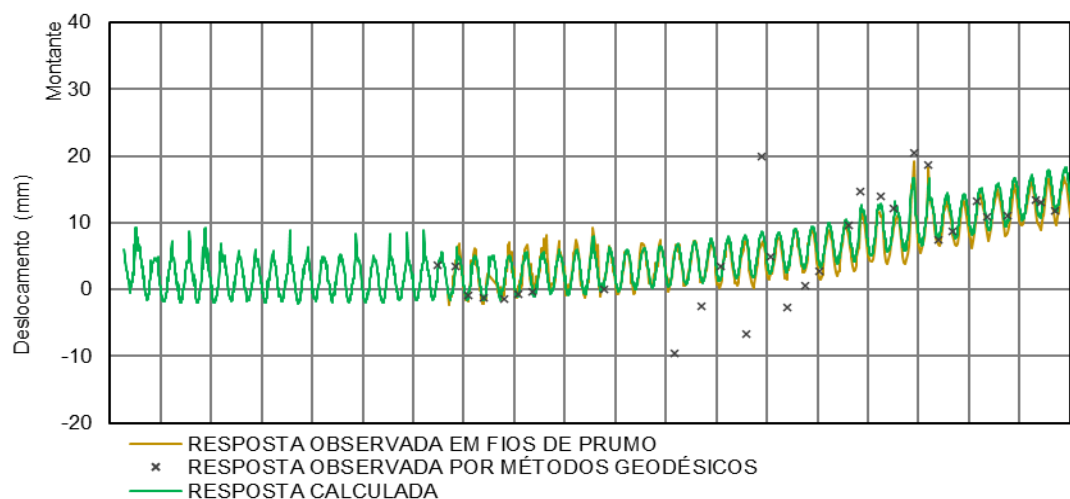
FIO DE PRUMO 3 e ALVO 3ES À COTA 402,00 m – DESLOCAMENTO TANGENCIAL



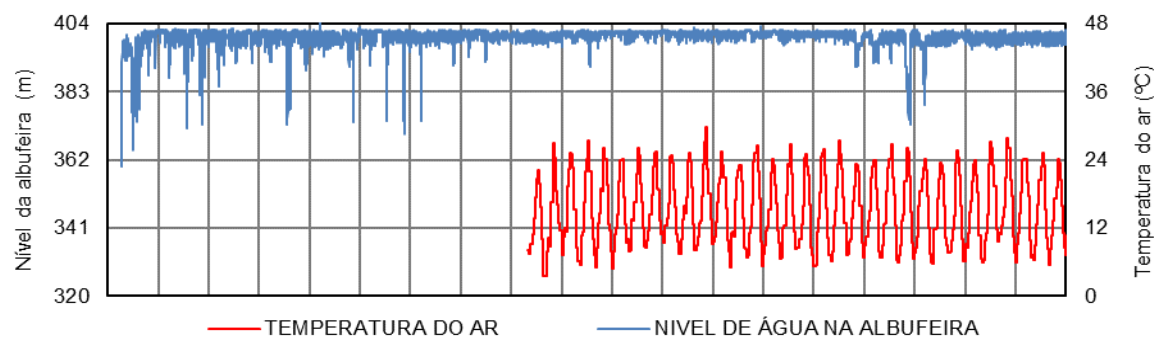
11. Deslocamento radial do ponto correspondente à base de leitura do fio de prumo 3 à cota 379,00 m, observados (em fios de prumo e por métodos geodésicos) e calculados entre 1964 e 2020.



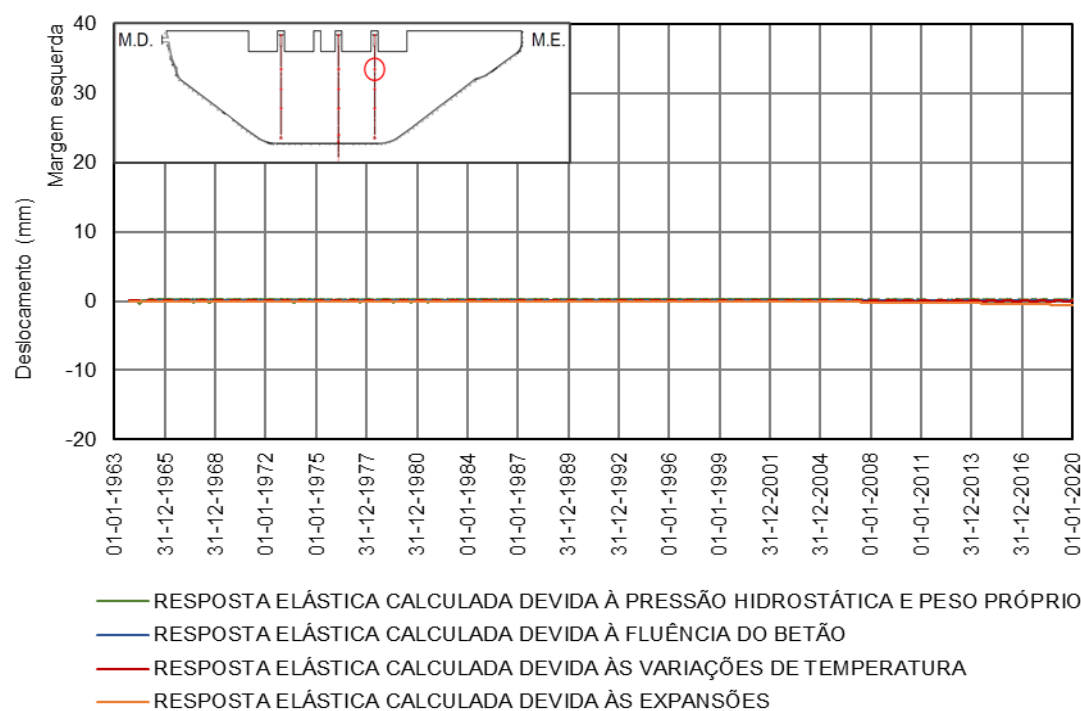
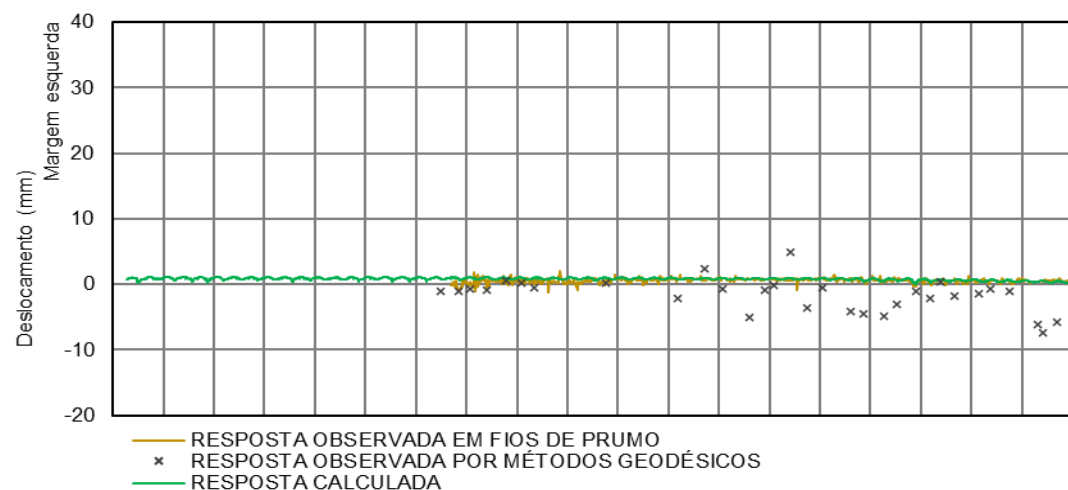
FIO DE PRUMO 3 e ALVO 3ES À COTA 379,00 m – DESLOCAMENTO RADIAL



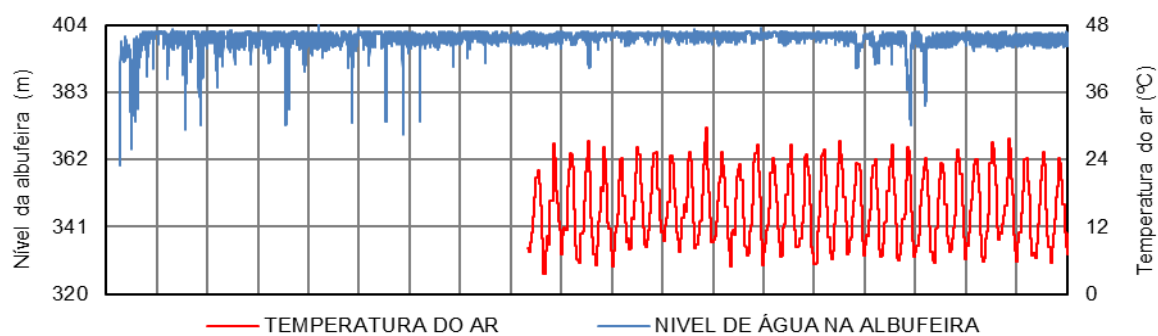
12. Deslocamento tangencial do ponto correspondente à base de leitura do fio de prumo 3 à cota 379,00 m, observados (em fios de prumo e por métodos geodésicos) e calculados entre 1964 e 2020.



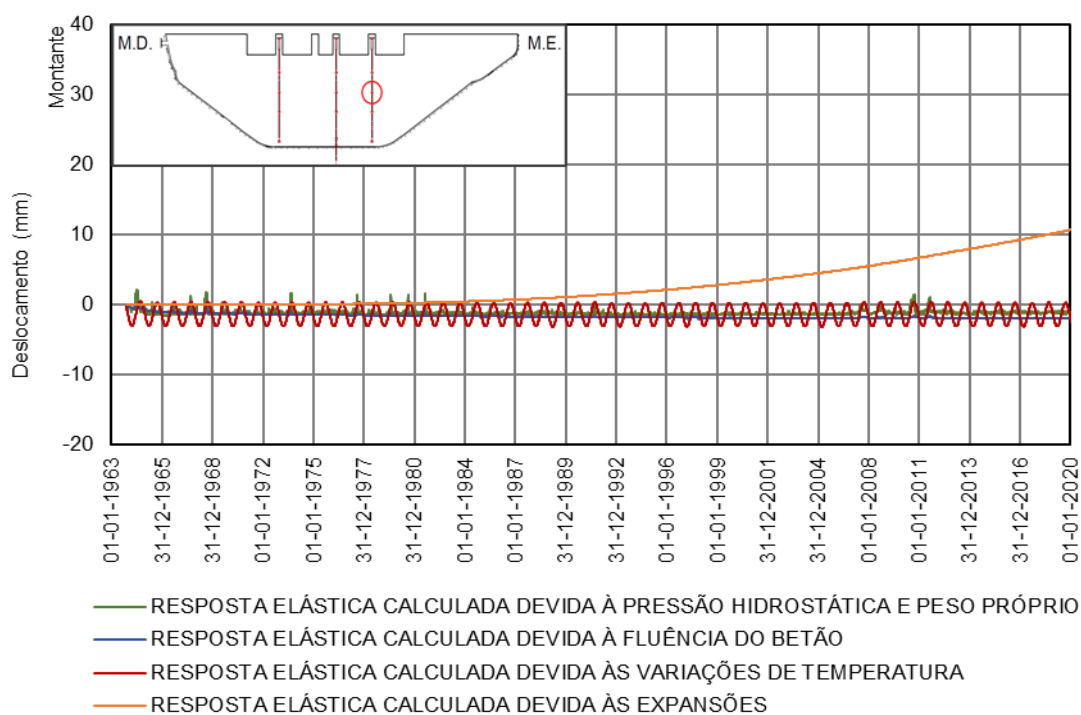
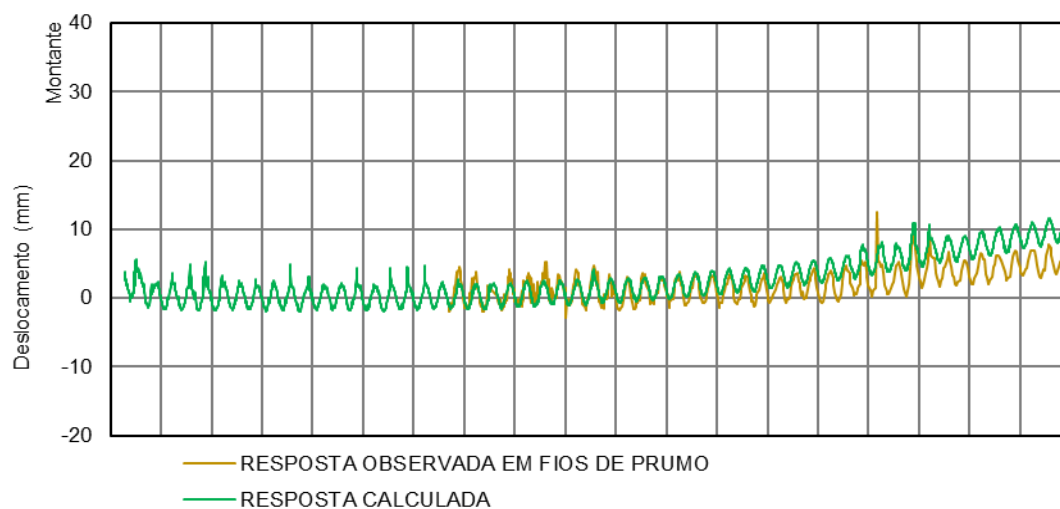
FIO DE PRUMO 3 e ALVO 3ES À COTA 379,00 m – DESLOCAMENTO TANGENCIAL



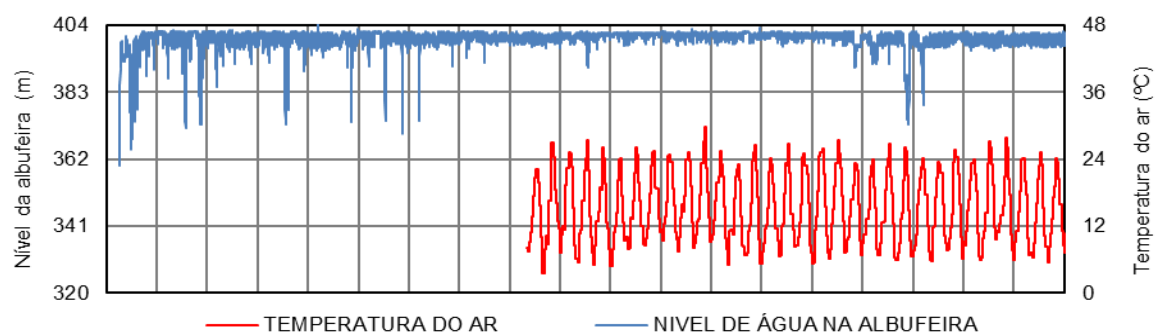
13. Deslocamento radial do ponto correspondente à base de leitura do fio de prumo 3 à cota 365,00 m, observados e calculados entre 1964 e 2020.



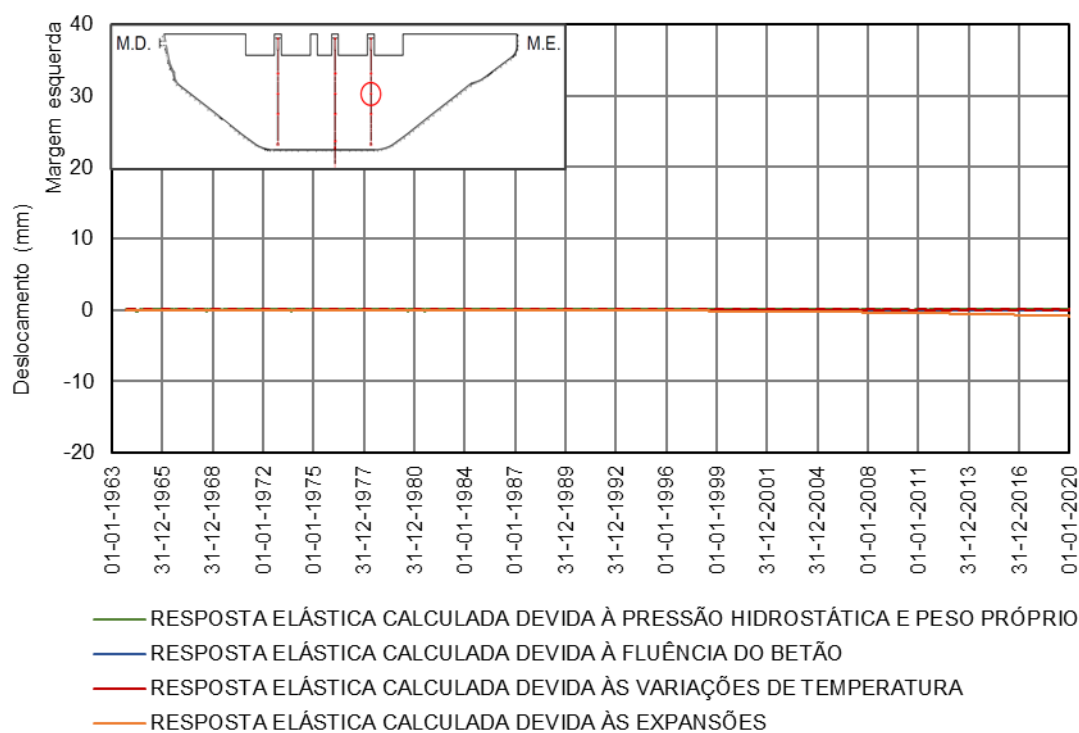
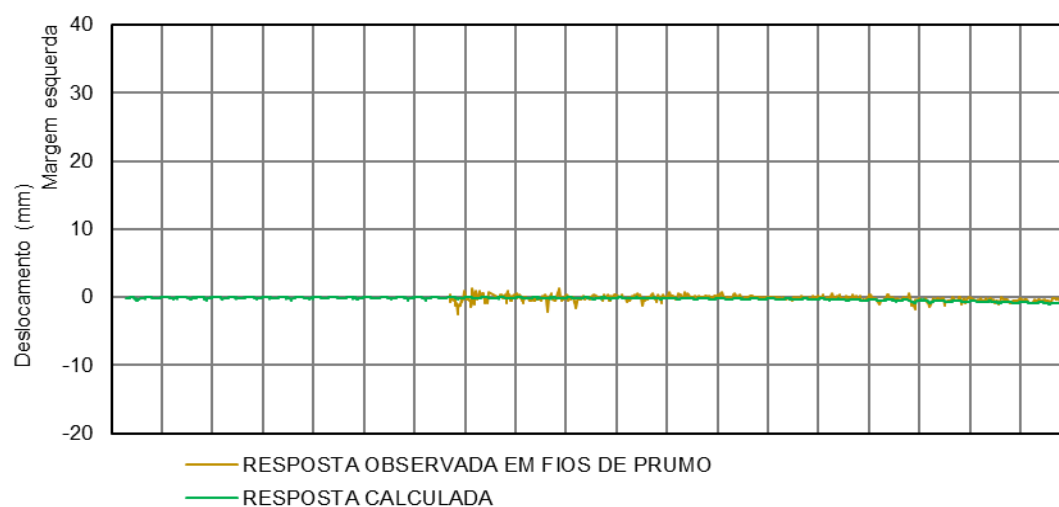
FIO DE PRUMO 3 À COTA 365,00 m – DESLOCAMENTO RADIAL



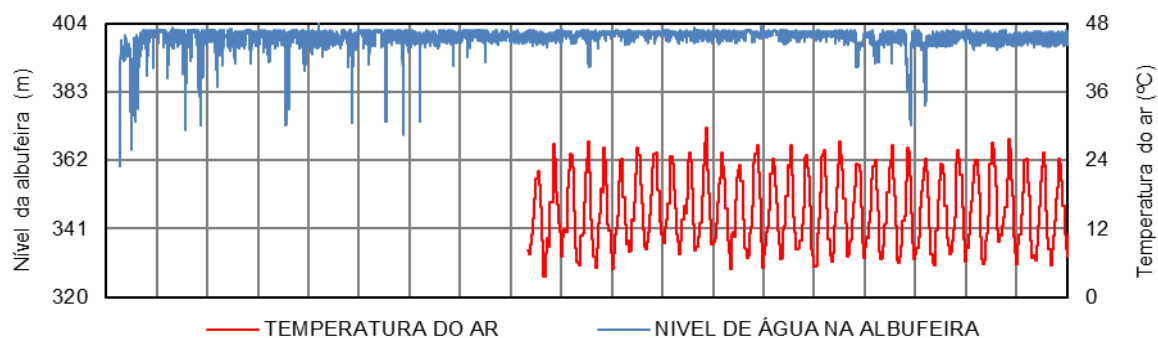
14. Deslocamento tangencial do ponto correspondente à base de leitura do fio de prumo 3 à cota 365,00 m, observados e calculados entre 1964 e 2020.



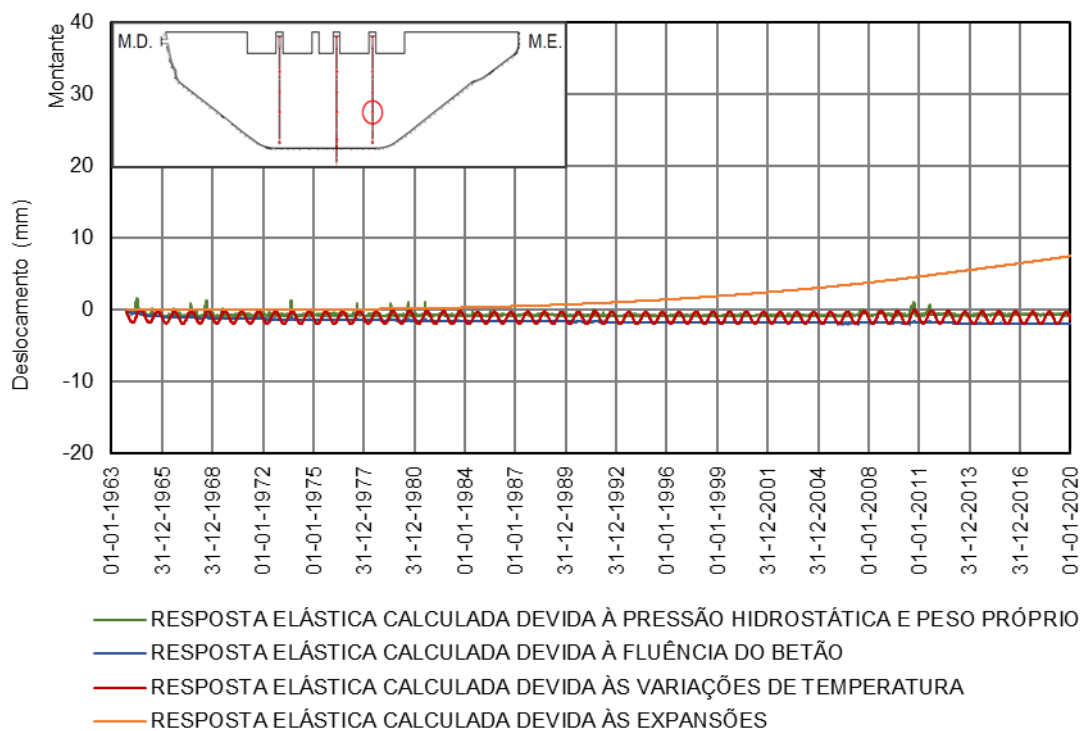
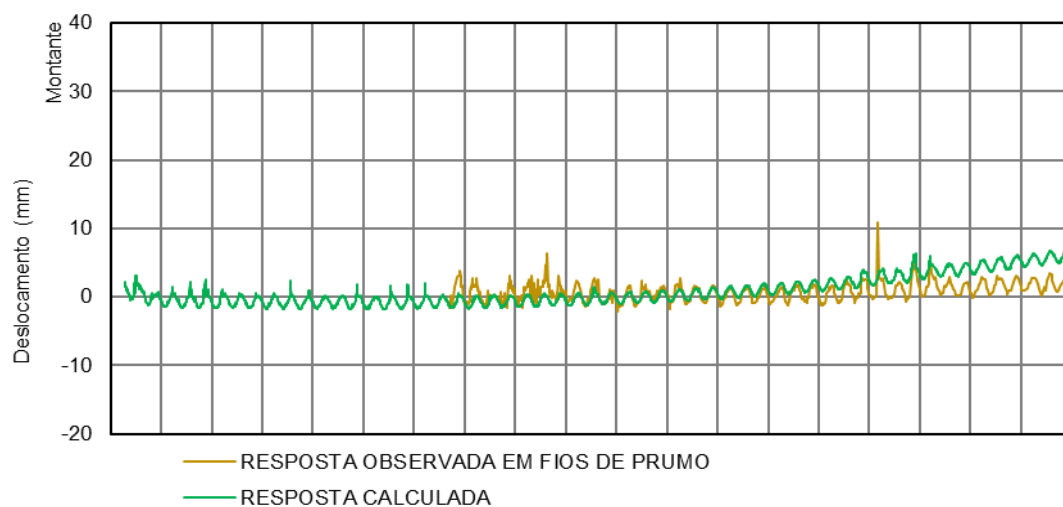
FIO DE PRUMO 3 À COTA 365,00 m – DESLOCAMENTO TANGENCIAL



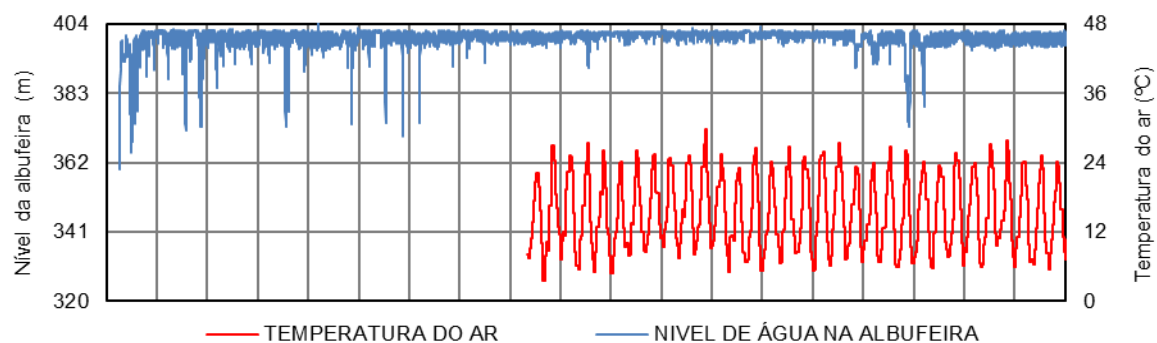
15. Deslocamento radial do ponto correspondente à base de leitura do fio de prumo 3 à cota 350,00 m, observados e calculados entre 1964 e 2020.



FIO DE PRUMO 3 À COTA 350,00 m – DESLOCAMENTO RADIAL



16. Deslocamento tangencial do ponto correspondente à base de leitura do fio de prumo 3 à cota 350,00 m, observados e calculados entre 1964 e 2020.



FIO DE PRUMO 3 À COTA 350,00 m – DESLOCAMENTO TANGENCIAL

